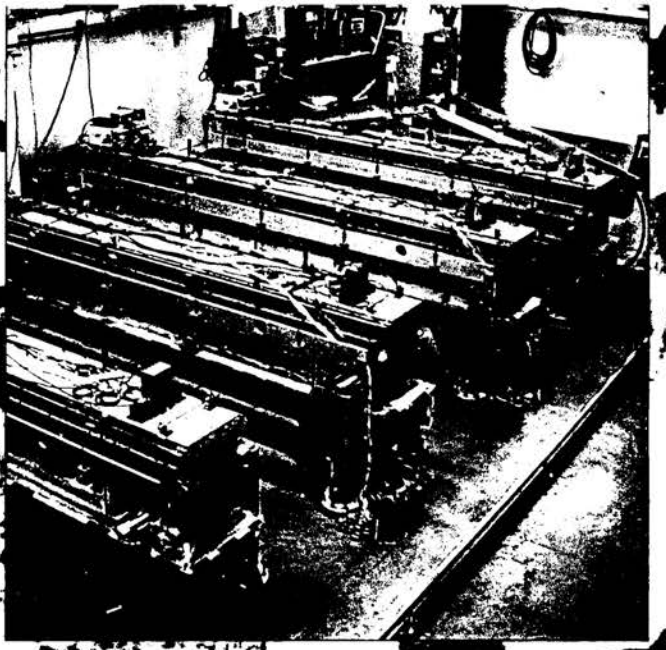


Ouvrages d'art OA 46

Stép[illegible] Multon

Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles

ÉTUDES ET RECHERCHES
DES LABORATOIRES
DES PONTS ET CHAUSSÉES

Les collections du LCPC

Le libre accès à l'information scientifique est essentiel pour favoriser la circulation du savoir et pour contribuer à l'innovation et au développement socio-économique. Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés, l'Université Gustave Eiffel a fait le choix de numériser et de mettre à disposition en téléchargement gratuit, l'intégralité des ouvrages publiés dans les collections du LCPC de 1969 à 2014, du fait de son caractère patrimonial.

La collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées »

Issus de l'expertise du réseau scientifique et technique (RST), les ouvrages publiés dans la collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées » ont été conçus et rédigés en vue des applications sur le terrain par les professionnels du BTP. La collection se décline en deux séries : guide technique et méthode d'essai.

- La série « guide technique » réunit des synthèses de connaissances, fruits de groupes de travail nationaux associant partenaires publics et privés. Ces guides n'ont pas de valeur normative mais servent de support au développement des techniques.
- La série « méthode d'essai » réunit des méthodes à caractère normatif ou de recommandations. Les méthodes font l'objet d'une qualification par le service qualité du LCPC.

La collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées »

La collection ERLPC « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées » se décline en 8 séries thématiques : construction routière, environnement et génie urbain, géotechnique et science de la terre, mécanique et mathématiques appliquées, ouvrage d'art, physique chimie, sécurité et exploitation routières, sciences de l'ingénieur. Des mémoires de thèses ou d'habilitation à la direction de recherche, des résultats d'études générales et d'expérimentations en laboratoire et *in situ* ont été notamment publiés dans cette collection.

La collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées »

De 1969 à 1990, les travaux de recherche les plus significatifs du LCPC ont été publiés dans la collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées ». Cette collection historique a ensuite laissé la place à la collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées ».

La collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées »

Les ouvrages de la collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées » regroupent les communications présentées par les intervenants à l'occasion de manifestations scientifiques organisées ou co-organisées par le LCPC.

Les ouvrages des collections du LCPC sont diffusés sous la licence Creative Commons CC BY-NC-ND. Cette licence ne permet que la redistribution non commerciale de copies identiques à l'original. Dans ce cadre, les documents peuvent être copiés, distribués et communiqués par tous moyens et sous tous formats.

Attribution — Vous devez créditer l'œuvre et intégrer un lien vers la licence. Vous devez indiquer ces informations par tous les moyens possibles mais vous ne pouvez pas suggérer que l'Université Gustave Eiffel vous soutient ou soutient la façon dont vous avez utilisé son œuvre.

Pas d'utilisation commerciale — Vous n'êtes pas autorisé à faire un usage commercial de cette œuvre, tout ou partie du matériel la composant.

Pas de modifications — Dans le cas où vous effectuez une adaptation, que vous transformez, ou créez à partir du matériel composant l'œuvre originale (par exemple, une traduction, etc.), vous n'êtes pas autorisé à distribuer ou mettre à disposition l'œuvre modifiée.

Université Gustave Eiffel

Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles

Stéphane Multon

Octobre 2004



Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, bd Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15

Stéphane Multon
Docteur en génie civil de l'université de Marne-la-Vallée, UFR de sciences et technologies, génie civil, spécialité : structures
Section Fonctionnement et ingénierie des ouvrages d'art
Division Fonctionnement et durabilité des ouvrages d'art
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Ce rapport est issu de la thèse de doctorat en génie civil de l'université de Marne-la-Vallée, intitulée « Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles » préparée par Stéphane Multon au LCPC, dans le cadre d'un partenariat LCPC-EDF, sous la direction de François Toutlemonde. Cette thèse a été soutenue le 15 décembre 2003 devant un jury composé de :

- Jean-Pierre Ollivier (professeur à l'INSA de Toulouse), président
- Marc-André Bérubé (professeur à l'université Laval, Québec), rapporteur
- Jean-Michel Torrenti (professeur associé à l'ENS de Cachan), rapporteur
- Catherine Larive (Centre d'étude des tunnels), examinatrice
- Eric Bourdarot (EDF – Centre national d'équipement hydraulique), examinateur
- Alain Sellier (INSA de Toulouse), examinateur
- François Toutlemonde (LCPC), directeur de thèse

Pour commander cet ouvrage:

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
IST – Diffusion des Éditions
58, bd Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15
Téléphone 01 40 43 50 20 - Télécopie 01 40 43 54 95

ou Serveur Internet LCPC: http://www.lcpc.fr

Prix : 30 € HT

Ce document est propriété du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
et ne peut être reproduit, même partiellement, sans l'autorisation de son Directeur général
(ou de ses représentants autorisés)

© 2004 - LCPC

ISSN 1161-028X

Avertissement

Le travail rapporté dans ce mémoire a fait l'objet d'un partenariat entre le LCPC et EDF, concrétisé notamment par le contrat-cadre CQFT/99.011 (1999-2003) et le contrat T43L95/C60579/RNE833 lié au financement de la thèse de S. Multon (1999-2003). Les préoccupations des deux organismes en matière d'ouvrages atteints d'alcali-réaction couvrent les principaux cas avérés en France, ou pour lesquels la mise au point de méthodes de réévaluation fiables est fortement souhaitée : barrages, ponts, structures de génie civil en béton liées à la production d'énergie.

Stéphane Multon, auteur du présent mémoire, a participé à toutes les étapes de définition de ce programme, qualification des installations et moyens de mesure, pilotage et réalisation des essais, acquisition, traitement et interprétation des mesures. Il a bénéficié à toutes ces étapes de l'aide d'un nombre important de personnes qui ont participé directement à la réalisation de cette recherche, dont ce rapport fait la synthèse :

Du côté d'Électricité de France :
E. Bourdarot, A. Jeanpierre, S. Prené (participation à la conception du programme de recherche, mise au point du montage financier, participation au suivi et à l'évaluation de la thèse)
D. Chauvel, H. Cognon-Tournier, I. Petre-Lazar (suivi du programme) ainsi que T. de Beauchamp, V. de Laleu (participation au comité de suivi)

Au LCPC :
E. Merliot et F. Derkx (conception et maintenance des installations expérimentales - pour E. Merliot également réalisation des plans de la salle climatisée, des extensomètres à corde vibrante, du robot de mesure des expansions d'alcali-réaction, des bâtis de fluage modifiés et du coffrage des poutres)
J.-L. Bachelier (installation des équipements et fabrication des pièces mécaniques)
M. Séverin, P. Zerbib (participation à la fabrication des pièces mécaniques)
M.-R. Moreau et G. Couegnat (aménagement des salles et qualification des climatisations)
M. Joly (conception des moyens de mesure, notamment extensomètres et dynamomètre)
P. Joffrin (conception, réalisation et suivi des moyens de mesure, notamment conditionnement et acquisition de données liés au banc de gammadensimètrie et aux extensomètres)
E. Bidot, C. Périnelle (réalisation et suivi de l'électronique des mesures)
C. N'Guyen, P. Antoine (maintenance de l'électronique des mesures)
B. Fournier (qualification des sondes de température)
L. Divet, P. Touzé, V. Mondon, B. Zitoun (réalisation d'analyses chimiques)
C. Boulay et J.-L. Clément (essais sur presse à béton)
R. Le Roy, J.-J. Serrano, D. Simitambe, J. Carriat, F. Guirado, J.-F. Bouteloup (participation à l'étude de formulation et/ou fabrication des bétons)
V. Baroghel-Bouny (aide aux mesures de gammadensimétrie et de porosité)

P. Roussel, G. Villain, J.-C. Borgotti, M. Davy (aide à la conception de l'essai de gammadensimétrie)
J. Gawsewitch (réalisation des essais de porosité à l'eau)
O. Coussy (participation à la définition initiale du programme)
B. Godart (participation à la définition initiale du programme, à son suivi et à la mise en place des ressources, relecture du mémoire)
C. Larive (définition initiale et lancement du programme, montage des partenariats)
A. Laplaud (participation à la définition du programme initial, à la conception, à la réalisation et à la qualification des moyens de mesure, suivi des mesures)
S. Dubroca, R. Bernot, F.-X. Barin, J. Billo, M. Estivin, L. Lauvin, J.-C. Renaud, V. da Silva, G. Le Clainche, G. Nollin, A. Maloula, G. Renard (réalisation des installations expérimentales et/ou des moyens de mesure, participation à leur qualification et à la prise des mesures, suivi des essais – pour S. Dubroca également réalisation des plans de ferraillage des poutres armées et du montage de l'essai à rupture)
J.-F. Seignol (participation au pilotage du programme, au suivi des installations et à l'interprétation des mesures)
F. Toutlemonde (participation à la conception initiale du programme, à son lancement, pilotage des expérimentations, suivi des installations et de leur qualification, mise en place des ressources, interprétation des mesures et édition du présent mémoire)

Les résultats les plus importants de ce programme de recherche se trouvent rappelés de façon synthétique dans la conclusion de ce mémoire, à laquelle on pourra se reporter pour une prise de connaissance rapide.

Les données expérimentales issues de ce programme ont été regroupées sur un CD-Rom comportant l'ensemble des mesures, un dossier photographique complet, et quelques fichiers d'explications synthétiques facilitant l'utilisation des fichiers de données – tableaux et graphiques au format Excel. Ces données, que le présent rapport présente essentiellement sous forme graphique, sont disponibles sous forme numérique par simple demande auprès du LCPC – section Fonctionnement et Ingénierie des Ouvrages d'Art, sous réserve de l'engagement du demandeur de tenir le LCPC et EDF informés de l'utilisation faite de ces données, et notamment des méthodes d'évaluation et calcul des structures atteintes d'alcali-réaction qui se trouveraient ainsi testées et validées à l'aide de ces données.

Présentation

Marc-André BÉRUBÉ
Dr.-Ing., Professeur
Université Laval, Sainte-Foy (Québec)

Jean-Michel TORRENTI
Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire,
Professeur associé à l'ENS de Cachan

Rapporteurs de la thèse de S. Multon, soutenue le 15 décembre 2003

Le mémoire de thèse de Stéphane Multon traite des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur les structures en béton. C'est un problème particulièrement important, pas pour les ouvrages neufs qui en sont maintenant préservés par le choix des matériaux, mais pour les ouvrages en service atteints par cette réaction. Les gestionnaires de ces ouvrages ont besoin de pouvoir prédire leur comportement afin d'apporter les mesures correctives possibles et d'estimer l'état de service de ces ouvrages. L'objectif du travail, qui s'inscrit dans le cadre d'un partenariat entre le LCPC et EDF pour l'amélioration de la gestion des ouvrages atteints de cette pathologie, par la validation de méthodes de réévaluation adaptées, a consisté à constituer une banque de données de résultats du comportement de structures atteintes par l'alcali-réaction, sous des conditions hydriques proches de la réalité (partie expérimentale), à analyser les résultats obtenus et à en proposer une modélisation relativement simple basée sur la résistance des matériaux.

La thèse de S. Multon apparaît très originale. Pour la première fois sans doute un projet de recherche sur l'alcali-réaction porte sur le comportement d'éléments structuraux soumis à un gradient d'humidité. Les résultats sont d'autant plus convaincants que le comportement d'éprouvettes soumises à différents jeux de conditions simulant les différentes parties des poutres a été vérifié en parallèle. Il s'est avéré fort approprié de vérifier l'influence du ferraillage des poutres et du contenu en alcalis. L'étude expérimentale, très lourde et ambitieuse, est remarquable par son ampleur et le soin apporté. Le souci d'exhaustivité explique la longueur du mémoire. Ainsi, les parties expérimentales sont très détaillées ce qui facilitera l'exploitation des résultats par d'autres chercheurs. La thèse est également exceptionnelle par la complexité, la quantité et la variété des différents montages expérimentaux qu'elle a générés, ainsi que par l'ampleur de l'instrumentation utilisée pour évaluer les principaux paramètres en jeu (masse, humidité, température et déformations). Pour chaque expérience, les résultats sont présentés avec leur écart-type, l'erreur commise est ainsi estimée. La rigueur de cette approche donne in fine beaucoup de force aux résultats obtenus.

Ceux-ci ont apporté beaucoup d'informations nouvelles concernant le comportement d'éléments de béton susceptibles d'alcali-réaction, armés ou non, et soumis à un gradient d'humidité et/ou à un apport d'eau tardif. Plusieurs conclusions sont d'un intérêt pratique indéniable. Par exemple, qu'une teneur en alcalins faible peut entraîner des désordres plus importants en présence d'un gradient hydrique, que les structures en béton armé peuvent être vérifiées en utilisant les méthodes classiques même si elles sont endommagées par l'alcali-réaction, qu'il est important de tenir compte du couplage « gonflements d'alcali-réaction / contraintes appliquées » même pour des structures peu armées, que l'alcali-réaction ne semble pas affecter la résistance en flexion des poutres en béton armé, qu'un apport d'eau tardif permet la reprise des gonflements d'alcali-réaction, qu'il semble possible d'établir une relation globale reliant les déformations et les apports d'eau, que les déformations liées à l'alcali-réaction sont irréversibles et qu'on peut avoir un couplage faible entre alcali-réaction, retrait et séchage, etc. Au total, le travail expérimental et théorique présenté est exemplaire et a fait significativement progresser les connaissances sur le comportement structural des ouvrages affectés d'alcali-réaction. Que demander de mieux ?.

Résumé

L'importance du nombre d'ouvrages atteints d'alcali-réaction en France a conduit le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et Electricité de France (EDF) à développer une vaste étude expérimentale afin de calibrer et valider les méthodologies de re-calcul d'ouvrages atteints et pouvoir répondre aux questions concernant la pérennité, la sécurité et l'aptitude au service des structures dégradées par cette pathologie.
L'étude de la bibliographie concernant le développement de cette réaction chimique dans les bétons et ses effets sur les structures, a conduit à définir un programme ambitieux pour mesurer précisément le développement de l'alcali-réaction dans six structures modèles, en caractérisant notamment l'effet de deux paramètres majeurs : les apports d'eau et les contraintes.

A l'occasion de ce programme, trois moyens de mesures innovants nécessaires aux suivis hydrique et mécanique de ces structures ont été conçus et qualifiés :

- un banc de pesage, afin de mesurer les variations de masse globale de poutres de 900 kg avec une précision de 10 g,
- un banc de gammadensimétrie mobile, pour déterminer des profils de variation relative de masse dans leur hauteur,
- des extensomètres à corde vibrante sans raideur, de différentes bases de mesure, pour mesurer leurs déformations locales et globales.

Un nombre important de mesures "classiques" a également été réalisé, tant sur les poutres modèles que sur des éprouvettes.

Cette étude a permis de constituer une banque de données importante, utilisable par de nombreux acteurs du Génie Civil puisqu'elle concerne les déformations de structures endommagées par l'alcali-réaction mais également les transports hydriques dans des structures de béton et les déformations de structures en bétons non atteints d'alcali-réaction. Ce suivi a apporté de nouveaux enseignements directement utilisables pour l'expertise et l'évaluation de la dégradation des ouvrages atteints concernant :

- l'évolution des caractéristiques mécaniques d'un béton réactif représentatif de celui d'ouvrages d'art français,
- la méthodologie de l'essai d'expansion résiduelle,
- les effets d'un gradient d'humidité sur le comportement de structures en béton,
- les effets d'apports d'eau tardifs sur le comportement d'ouvrages atteints,
- l'influence de l'état de contraintes sur l'amplitude et la cinétique des expansions dues à l'alcali-réaction, que ces contraintes mécaniques soient dues au fonctionnement de l'ouvrage, à la présence d'armatures, à des conditions hydriques variables,
- et finalement, l'impact de cette pathologie sur la résistance mécanique des structures atteintes.

Un récapitulatif des principaux résultats est proposé au chapitre "Conclusion" de ce rapport.

Abstract

A large scale experimental program has been carried out at the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), with Electricité de France (EDF) as a partner, in order to validate methodologies of mechanical reassessment of real structures damaged by Alkali-Silica Reaction (ASR) and thus answer to the needs of owners of civil engineering structures (bridges, dams, pavements). The final aim is to improve calculation tools in order to determine the evolution of ASR affected structures.
Major features of this study were to point out the water driving effect and the compressive stresses consequences on swellings due to ASR. Thus, the hydro-chemo-mechanical behaviour of six instrumented laboratory structures has been monitored during a two years experimentation.

Three specific devices have been designed to achieve the numerous measurements, in order to evaluate water movements in concrete and structural behaviours of the six structures :

- the weighing device allows to measure the mass variations of the 900 kg beams, with a 10 g accuracy,
- the gammadensitometry equipment is used to determine the relative mass variations along the height of the beams,
- specific stiffness vibrating wire sensors achieve deformation measurements in the beams.

Other current or improved techniques have been also used in order to complement the characterisation of the behaviour of the beams, and to quantify chemo-mechanical data related to the two concrete mixtures during two years.

This laboratory experimental survey has collected numerous results to document both moisture and chemo-mechanical deformations, which builds a useful data bank in order to validate models. At last, measurements have increased knowledge useful for expert evaluation of ASR-affected structures about:

- mechanical properties evolution of concrete mixture damaged by ASR,
- methodology of residual expansion tests,
- effects of moisture gradient in ASR-damaged structures,
- consequences of late water supply on ASR progress in structures already damaged,
- range and time-evolution of ASR swellings under specific stress states, due to mechanical loads, reinforcement or various environmental conditions,
- and, at last, the effect of this chemical reaction on the mechanical strength of damaged structures.

Sommaire

Avertissement 3
Présentation 5
Résumé 7
Abstract 8
Sommaire 9

INTRODUCTION 13

PARTIE I 19
PROGRAMME EXPERIMENTAL 19

CHAPITRE 1 21

Problématique issue de l'état de l'art 21
1 - Origine de l'alcali-réaction 23
1.1 Mécanismes réactionnels et produits de la réaction 23
1.2 Eléments provoquant une alcali-réaction 26
1.3 Quantification et cinétique 33
2 - Conséquences structurelles et modélisations 35
2.1 Comportement du matériau 35
2.2 Comportement de structures 40
2.3 Démarche de re-calcul d'ouvrages 45
3 - Définition du programme expérimental 49
3.1 Définition des structures d'essai 49
3.2 Définition des mesures de caractérisation des matériaux 52
3.3 Essais sur éprouvettes sous contraintes multi-axiales 56
3.4 Suivi hydrique des poutres 57
3.5 Suivi structurel des structures 58
3.6 Bilan 61

CHAPITRE 2 63

Moyens, méthodes d'essais et qualifications 63
1 - Qualification des salles climatisées 65
1.1 Salle climatisée à 38°C et 30 % d'humidité relative 65
1.2 Salle climatisée à 38°C et 100 % d'humidité relative 65
1.3 Moyens de mesure 66
1.4 Bilan 66
2 - Formulation et fabrication des bétons 67
2.1 Principe de formulation 67
2.2 Formulation réactive 68
2.3 Formulation non réactive 68
2.4 Récapitulatif des différents coulages 68
3 - Caractérisation des bétons 71
3.1 Caractérisation du potentiel de déformation des matériaux 71
3.2 Caractérisation mécanique 73
4 - Essais sur éprouvettes sous contraintes multi-axiales 74
4.1 Conservation et préparation des éprouvettes 74
4.2 Confinement radial 74
4.3 Contrainte axiale 74

4.4 Robot de mesure 75
5 - Mouvements hydriques dans les poutres 76
5.1 Pesage des poutres 76
5.2 Profils de séchage 80
6 - Suivi structurel des poutres 89
6.1 Extensomètres à cordes vibrantes (CV) 89
6.2 Capteurs de déplacements 96
7 - Bilan 98

PARTIE II 101
ANALYSE DES EXPERIMENTATIONS 101

CHAPITRE 1 103

Caractérisation des matériaux 103
1 - Potentiel de déformation des matériaux 105
1.1 Anisotropie et hétérogénéité des gonflements d'alcali-réaction 105
1.2 Potentiel de déformation des bétons en fonction des apports d'eau 112
1.3 Bilan 118
2 - Effet d'un changement de conditions hydriques sur le béton réactif 119
2.1 Séchage du béton dans lequel ont eu lieu des gonflements d'alcali-réaction 119
2.2 Effet d'un apport d'eau tardif 121
2.3 Bilan 124
3 - Analyse de l'essai d'expansion résiduelle 124
3.1 Analyse des mesures d'expansion résiduelle 124
3.2 Historique des gonflements des carottes 125
3.3 Dépouillement des essais d'expansion résiduelle 128
3.4 Bilan 130
4 - Evolution des caractéristiques mécaniques 130
4.1 Déformations des éprouvettes 130
4.2 Résistance en compression 131
4.3 Module d'Young et coefficient de Poisson 132
4.4 Résistance en traction par fendage 134
4.5 Bilan 134
5 - Conclusion 136

CHAPITRE 2 137

Mouvements hydriques dans les structures 137
1 - Phase de séchage 139
1.1 Variation de masse globale 139
1.2 Mouvements hydriques le long de la hauteur des poutres 142
1.3 Profils de variation de masse dans toute la hauteur des poutres 150
2 - Phase de remouillage 156
2.1 Variation de masse globale 156
2.2 Mouvements hydriques le long de la hauteur des poutres 159
2.3 Profils de variation de masse dans toute la hauteur des poutres 162
3 - Conclusion 166

CHAPITRE 3 169

Alcali-réaction dans des poutres non armées soumises à un gradient hydrique 169
1 - Déformations dans la direction verticale 171

2 - Déformations dans la direction transversale 176
3 - Déformations longitudinales d'une poutre soumise à un gradient de séchage 179
3.1 Flèche théorique d'une poutre soumise à des gonflements chimiques imposés 180
3.2 Déformations longitudinales 180
3.3 Flèches 184
3.4 Bilan 186
4 - Effet d'un faible dosage en alcalins 186
4.1 Directions verticale et transversale 187
4.2 Comportement dans la direction longitudinale 188
4.3 Bilan 191
5 - Analyse mécanique des poutres non armées 192
5.1 Identification des données d'entrée 192
5.2 Equilibre du torseur des efforts intérieurs 196
5.3 Résolution et discussion par rapport aux données de validation 197
6 - Conclusion 208

CHAPITRE 4 211

Alcali-réaction sous contrainte 211
1 - Essais sur éprouvettes sous contraintes multi-axiales 213
1.1 Calcul théorique d'éprouvettes soumises à un gonflement imposé 213
1.2 Mesures sur éprouvettes non confinées 221
1.3 Mesures sur éprouvettes confinées 231
1.4 Synthèse des résultats 240
2 - Effet des armatures sur des poutres soumises à un gradient de séchage 244
2.1 Déformations verticales 244
2.2 Déformations transversales 248
2.3 Comportement structurel dans la direction longitudinale 251
2.4 Analyse mécanique des poutres armées 257
3 - Conclusion 266

CHAPITRE 5 269

Effet d'un apport d'eau tardif 269
1 - Poutres non armées soumises à un apport d'eau tardif 272
1.1 Déformations dans la direction verticale 272
1.2 Déformations dans la direction transversale 274
1.3 Comportement dans le sens longitudinal 276
1.4 Effet d'un dosage faible en alcalins 286
2 - Poutres armées soumises à un apport d'eau tardif 290
2.1 Déformations dans les directions verticale et transversale 290
2.2 Comportements structurels 293
3 - Conclusion 301

CHAPITRE 6 303

Comportement mécanique à rupture 303
1 - Présentation du montage expérimental 305
1.1 Schéma mécanique 305
1.2 Pilotage des essais 307
1.3 Instrumentation 307
2 - Comportement à rupture des poutres non armées 308
2.1 Effort 308
2.2 Mesures de déplacement 308

2.3 Comportement en flexion des trois poutres non armées 309
3 - Comportement à rupture des poutres armées 312
3.1 Comportement théorique 312
3.2 Résultats expérimentaux 319
4 - Conclusion 327

CONCLUSION **329**

BIBLIOGRAPHIE **337**

ANNEXES **355**
ANNEXE 1 **357**
Coffrage et plan d'armatures des poutres étudiées 357
ANNEXE 2 **360**
Plan de la salle 360
ANNEXE 3 **361**
Caractéristiques des matériaux 361
ANNEXE 4 **367**
Mesures de déformation des éprouvettes sous contrainte - Qualification 367
ANNEXE 5 **369**
Qualification du suivi des variations de masse globale des poutres 369
ANNEXE 6 **373**
Quantification de l'incertitude sur la mesure de gammadensimétrie 373
ANNEXE 7 **377**
Qualification métrologique des extensomètres à corde vibrante 377
ANNEXE 8 **381**
Caractérisation physico-chimique des bétons étudiés 381
ANNEXE 9 **395**
Suivi de la fissuration des poutres 395
ANNEXE 10 **405**
Comportement théorique des poutres armées 405
ANNEXE 11 **407**
Déformations verticales et transversales des poutres armées pendant la phase de remouillage 407
ANNEXE 12 **413**
Analyses complémentaires relatives aux essais des poutres à rupture 413

Introduction

Du fait de l'importance du béton dans le domaine des constructions, et donc dans l'économie des pays, de nombreux travaux de recherche lui sont consacrés. Ces études visent une meilleure connaissance voire une amélioration du matériau, tant du point de vue de sa microstructure que du point de vue mécanique. Face au vieillissement des ouvrages, le domaine de la durabilité de ce matériau complexe prend une importance accrue. Ainsi, de nombreux travaux de recherche sont aujourd'hui consacrés aux différentes pathologies rencontrées dans les ouvrages de génie civil. L'objectif est double : il s'agit d'une part de protéger les nouvelles constructions et de leur assurer la durée de vie souhaitée, et d'autre part de gérer (et réhabiliter le cas échéant) les ouvrages dégradés. La corrosion des armatures, la carbonatation, la lixiviation et les réactions dites de gonflement interne (réaction sulfatique et alcali-réaction) sont concernées, comme autant de pathologies dont les ingénieurs aimeraient s'affranchir.
La découverte de l'alcali-réaction remonte aux années 40 aux Etats-Unis dans des chaussées en béton *[Stanton, 1940]*. L'analyse du matériau permit de conclure qu'une réaction chimique entre la silice contenue dans les granulats et les alcalins du ciment était responsable des dégradations observées. Depuis, de nombreux cas ont été découverts dans le monde entier et devant le nombre grandissant d'ouvrages dégradés et l'ampleur que peuvent prendre les détériorations, les chercheurs ont dû faire face aux questions de leurs gestionnaires. Peu à peu les connaissances se sont accrues, tant sur les mécanismes chimiques que sur les conséquences mécaniques, jusqu'à parvenir à modéliser ce phénomène.
Les produits de cette réaction étant expansifs, son développement au sein du matériau est responsable de déformations importantes des ouvrages. Les conséquences visuelles sont aujourd'hui bien connues : fissuration des parements, exsudations de gels silico-alcalins, éclatements ponctuels en peau d'ouvrage, disparitions des mousses et des lichens le long des fissures, et déformations des structures. Mais ce type de dégradations peut être provoqué par d'autres phénomènes, fissuration de retrait, action du gel-dégel, ou attaque sulfatique, c'est pourquoi une étude chimique plus poussée est nécessaire pour conclure à une alcali-réaction (détection des gels produits par la réaction par fluorescence à l'acétate d'uranyle et par l'analyse au Microscope Electronique à Balayage) *[Godart et al., 1999]*. Il est ainsi possible de détecter de façon certaine la présence d'alcali-réaction dans un ouvrage. Cependant, les conséquences de cette réaction sur les caractéristiques mécaniques des bétons et sur le fonctionnement des ouvrages atteints, font encore l'objet de discussions et nécessitent des recherches supplémentaires.
Le premier ouvrage français sur lequel l'alcali-réaction a été détectée est le barrage du Chambon, en 1976 *[Larive et al., 2000-c]*. Vingt-cinq ans plus tard, on a pu recenser

plus de 400 ouvrages endommagés par des réactions de gonflement interne (ponts et barrages) en France *[Larive et al., 2000-c]*. Depuis les années 80, donc, la première étape a été d'éviter que de nouvelles constructions puissent être atteintes par cette pathologie, et dans ce but des "Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction" ont été publiées *[LCPC, 1994]*. Aucun cas d'alcali-réaction nouveau n'a été identifié en France dans un ouvrage construit postérieurement à la publication de ces recommandations *[LPC, 2003]*. Cependant, dans une deuxième étape il s'est également avéré nécessaire de travailler sur les ouvrages existants afin de faciliter le diagnostic et l'évaluation des ouvrages atteints, et de pouvoir chiffrer les risques que la portance d'un ouvrage encourt, du fait du développement de la réaction. En outre, des moyens de réparations efficaces font toujours l'objet de recherches.

Pour comprendre et quantifier les effets mécaniques de l'alcali-réaction, le LCPC a mené entre 1990 et 1997 une importante campagne expérimentale *[Larive, 1998]*, destinée à mettre au point un modèle capable de prédire l'état de structures, afin de prendre les mesures adéquates : réparations ou destruction ? L'élaboration d'une telle modélisation nécessitait de répondre au préalable à de nombreuses questions tant sur les mécanismes réactionnels que sur leurs conséquences macroscopiques. Les apports de ce programme ont été multiples. La volonté de précision, le grand nombre de mesures d'expansion et les conditions extrêmes d'hygrométrie et de température sont autant de points qui ont requis de nouveaux moyens de mesure, plus précis, plus automatiques, plus résistants, et ont ainsi permis de développer de nouvelles instrumentations et méthodes de mesures. En outre, les résultats obtenus ont apporté un éclairage nouveau sur les phénomènes (influence des contraintes et de l'état de fissuration, rôle de l'eau, de la température...) et sur l'effet de l'alcali-réaction sur les caractéristiques mécaniques. L'aboutissement fut notamment la formalisation d'un modèle macroscopique à trois paramètres, permettant de caractériser la cinétique des gonflements causés par une alcali-réaction *[Larive, 1998]*. Suite à cette étude, le modèle a été complété, implémenté dans un code de calcul (CESAR-LCPC) et utilisé au sein d'une méthodologie de re-calcul de structures endommagées par l'alcali-réaction *[Li & Coussy, 2002], [Li, 2002]*. Dans la même période, en France, Electricité de France, l'Ecole Normale Supérieure de Cachan et l'Université de Marne la Vallée ont visé le même but de réévaluation structurelle des ouvrages en développant des modélisations prenant en compte les effets microscopiques et macroscopiques de cette pathologie *[Sellier et al., 1996], [Capra 1997], [Capra & Sellier, 2002], [Poyet, 2003]*.

Au démarrage de notre étude en 1999, coïncidant avec ces développements de méthodes de calculs pour structures, il s'avérait encore nécessaire de vérifier la validité des représentations mathématiques du comportement réactif du matériau, permettant la modélisation mécanique de structures. En effet, si les modélisations sont capables de représenter les gonflements du matériau pour différentes humidités relatives, elles doivent également évaluer les conséquences structurelles de conditions hydriques ou de ferraillages hétérogènes dans les structures. La présente étude, développée conjointement par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Electricité de France, a donc eu pour but premier de constituer une banque de données importante et précise concernant le comportement de structures atteintes d'alcali-réaction dans des

conditions originales d'humidité. Ainsi, ce programme devait être en mesure de fournir toutes les données concernant le développement de l'alcali-réaction dans des structures soumises à des variations d'humidité et à des états de contraintes divers (liés à l'application de contraintes mécaniques extérieures ou à la présence d'armatures). Ces conditions permettent de tester les capacités des modélisations à représenter le développement de cette pathologie dans des conditions d'ouvrages réels, comme les barrages ou les ponts, qui sont soumis à des conditions hydriques et mécaniques variables. De plus, ces expérimentations devaient permettre d'examiner les conséquences des dégradations sur la capacité portante des structures. Enfin, elles devaient conduire à la vérification des hypothèses de base des modélisations, comme la possibilité de considérer les gonflements d'alcali-réaction comme des déformations imposées.
Les conditions hydriques des structures étudiées devaient conduire, dans un premier temps, au développement d'un gradient hydrique par l'application d'un séchage contrôlé, puis à une homogénéisation des conditions d'humidité par une remise en eau. Ces conditions hydriques devaient amener, dans la première phase, le développement d'un gradient de gonflements d'alcali-réaction, dont l'avancement est lié à l'humidité du béton *[Vivian, 1981], [Oberholster, 1981], [Semmelink, 1981], [Nilsson, 1983], [Olafsson, 1986], [Ludwig, 1989], [Tomosawa et al., 1989], [Larive, 1998]*, permettant d'approfondir l'importance du rôle de l'eau dans le comportement structurel de structures atteintes. La deuxième phase devait, quant à elle, permettre l'analyse du caractère "vieillissant" des gels d'alcali-réaction par rapport à des apports d'eau tardifs *[Larive, 1998], [Li, 2002]*.
Afin de tester les modélisations, les expérimentations devaient fournir un ensemble important de mesures comprenant notamment les données d'entrée des modélisations (caractérisation des matériaux dans des conditions d'environnement contrôlé en température et en humidité relative), et des données de validation pour tester les capacités des modélisations à représenter les conséquences mécaniques de l'environnement sur les poutres. En outre, il était souhaitable d'être en mesure de recouper les résultats des modélisations des transports hydriques avec des mesures effectuées directement sur les corps d'épreuve.

Un des buts les plus importants de cette étude était de fournir une banque de données précise et complète concernant le développement de l'alcali-réaction dans des éprouvettes et dans des structures. Par conséquent, nous avons choisi de présenter précisément les techniques utilisées et leur qualification afin de prouver la validité des mesures présentées. De plus, il nous a semblé indispensable de fournir toutes les informations concernant ces essais, de la fabrication des bétons à la rupture des poutres, afin de n'omettre aucun élément dont l'oubli pourrait être néfaste à une utilisation ultérieure des mesures. Enfin, lors de l'analyse des mesures, il nous a paru important d'insister sur les incertitudes liées aux différentes mesures, et sur le caractère particulièrement hétérogène des phénomènes liés à l'alcali-réaction, afin d'éviter des conclusions hâtives qui seraient liées à une méconnaissance d'une de ces deux sources de variations. Ces précautions nous ont conduit à l'écriture d'un document particulièrement développé. Afin d'en faciliter sa lecture, nous en détaillons ici le plan de façon à souligner l'apport de chaque chapitre.

La **première partie** de ce mémoire présente le programme expérimental mis au point et réalisé entre 1999 et 2003 *[Multon, 1999], [Multon, 2001], [Multon, 2002]* :

- Dans le premier chapitre, après avoir effectué un état de l'art concernant l'alcali-réaction et principalement ses effets sur les structures, nous présentons le programme expérimental et les buts des différentes parties constituant cette étude.
- Le deuxième chapitre concentre toute la description et la qualification des méthodologies expérimentales permettant de caractériser les comportements hydriques et structurels des éprouvettes et des poutres pendant leur exposition dans la salle climatisée. L'ensemble des protocoles expérimentaux est développé dans ce chapitre, ce qui permet de réduire les questions métrologiques à de simples rappels sur les incertitudes de mesures dans tout le reste du document. Seules les techniques relatives aux essais à rupture des poutres sont présentées à la fin de la deuxième partie, juste avant l'analyse des résultats correspondants.

La **deuxième partie** du présent mémoire explicite l'analyse des données collectées.

- Les deux premiers chapitres concernent les **données d'entrée** nécessaires à la validation d'une méthodologie de re-calcul de structures dégradées :
    - Le premier chapitre détaille les données concernant le matériau (caractérisation des propriétés mécaniques et du potentiel de déformation des deux bétons étudiés).
    - Le second chapitre présente les mouvements hydriques dans la hauteur des poutres pendant toute l'expérimentation.
- Les quatre chapitres suivants présentent des **données de validation**, concernant quatre aspects distincts du comportement de structures atteintes d'alcali-réaction. Ces données peuvent être utilisées pour comparer les résultats issus de calculs, afin de juger les capacités des modélisations utilisées à représenter les effets de ces différents paramètres sur le comportement des structures, et à prédire la force portante résiduelle des ouvrages atteints.
    - Ainsi, le troisième chapitre permet de mieux comprendre et quantifier le rôle de l'eau, présente dès le début de l'alcali-réaction. Dans ce but, il commente le comportement de structures en béton non armé soumises à un gradient d'humidité relative et montre l'impact d'un tel gradient sur les déformations de structures. Cette analyse montre notamment l'importance de la fissuration sur le caractère anisotrope des gonflements. Ces données doivent permettre de critiquer les capacités des modélisations à rendre compte des expansions différentielles liées à la teneur en eau des bétons.
    - Le quatrième chapitre tente de quantifier les effets des contraintes sur le développement de l'alcali-réaction. Ils sont étudiés à travers des mesures de déformations sur éprouvettes soumises à des états de contraintes multi-axiaux, et à travers l'influence des armatures sur le comportement structurel des poutres armées.
    - Le cinquième chapitre poursuit l'analyse du développement de l'alcali-réaction au sein des structures par l'étude approfondie des effets d'apports d'eau tardifs. Cet aspect de l'étude permet d'apporter de nouveaux résultats sur le caractère "vieillissant" ou non des gels formés

par cette pathologie, que doivent prendre en compte les modélisations en cas de changement de conditions hydriques d'ouvrages dégradés.

- Enfin, le sixième chapitre présente les essais de flexion destinés à mesurer la capacité portante résiduelle de structures dans lesquelles les gonflements ont pratiquement atteint leur valeur asymptotique, afin d'estimer les risques concernant la portance de structures endommagées. Comme pour les chapitres précédents, ces données peuvent être utilisées pour la validation de modèles.

Enfin, tous les chapitres se terminent par un bilan détaillé reprenant les conclusions principales, et la conclusion finale a été voulue complète et précise afin d'obtenir une vision globale des résultats de cette étude, avant d'expliciter les perspectives permises par cette recherche.

Partie I

Programme expérimental

Chapitre 1

Problématique issue de l'état de l'art

1 - Origine de l'alcali-réaction

L'alcali-réaction désigne un ensemble de réactions ayant lieu entre les alcalins de la solution interstitielle basique du béton, la portlandite issue de l'hydratation du ciment, et des minéraux réactifs (silice vitreuse ou mal cristallisée) provenant de certains granulats du béton appelés "potentiellement réactifs". Les produits de cette réaction étant expansifs, la présence d'alcali-réaction est décelée par les fissurations et les déformations des structures atteintes. Pour comprendre les conséquences mécaniques observées sur les structures étudiées, il est important de rappeler les mécanismes chimiques de base mis en jeu, et de faire le point sur les effets de la réaction alcali-granulats décrits dans la littérature, avant de terminer par l'analyse des modélisations de ces phénomènes.

1.1 Mécanismes réactionnels et produits de la réaction

Comprendre les mécanismes de cette réaction qui dégrade tant d'ouvrages a rapidement été un enjeu important. En effet, pour espérer être en mesure d'éviter que de nouveaux ouvrages soient atteints, il était important de connaître les causes des gonflements. La maîtrise des mécanismes commandant ces réactions est également une étape essentielle pour permettre l'expertise et l'évaluation des désordres.

La présente étude bibliographique des mécanismes se concentre uniquement sur la réaction alcali-silice dont plusieurs théories ont tenté d'expliquer les mécanismes. Certains auteurs utilisent une approche topochimique, ce qui signifie que l'endroit où a lieu l'alcali-réaction est fixe. Pour eux, elle se produit à la surface des granulats réactifs. D'autres adoptent une approche conforme au mécanisme de Le Chatelier : pour eux, l'alcali-réaction se déroule dans la solution interstitielle. Cependant, le déroulement des réactions présenté par ces deux approches ont des points communs. Ainsi, la réaction peut être résumée en **deux étapes principales** :

I. Attaque des granulats réactifs,
II. Développement de gels expansifs

[Diamond et al., 1981], [Jones, 1988].

1.1.1 Attaque des granulats réactifs

1.1.1.1 Approche topochimique

Dans cette approche, les granulats réactifs sont attaqués par les ions hydroxyles. Deux phases se dégagent :

- **Phase I.a** : processus physique, ***migration des ions*** réactants (Na^+, K^+ et OH^-) ***dans la pâte*** vers les sites de silice réactive,
- **Phase I.b** : processus chimique, ***réaction*** des ions et de la silice, ***production d'un gel***, *[Jones, 1988]*.

Les réactions chimiques constituant la deuxième phase ont été expliquées par Dent-Glasser et Kataoka sur un cas particulier. En fait, deux éléments de la silice réactive sont attaqués : les groupes silanols et les ponts siloxanes. Ces attaques provoquent une ionisation des granulats, ce qui provoque la migration des ions alcalins (Na^+ et K^+) qui sont alors adsorbés *[Dent Glasser & Kataoka, 1981]*.

Attaque des groupes silanols et adsorption des alcalins

$$Si\text{-}OH + OH^- + Na^+ \rightarrow Si\text{-}O\text{-}Na + H_2O$$
$$Si\text{-}OH + OH^- + K^+ \rightarrow Si\text{-}O\text{-}K + H_2O$$

Attaque des ponts siloxanes

$$Si\text{-}O\text{-}Si + 2\ OH^- \rightarrow 2\ Si\text{-}O^- + H_2O$$

Ces réactions conduisent à la **formation d'un gel silico-alcalin**, qui est responsable des expansions *[Dent Glasser & Kataoka, 1981]*.

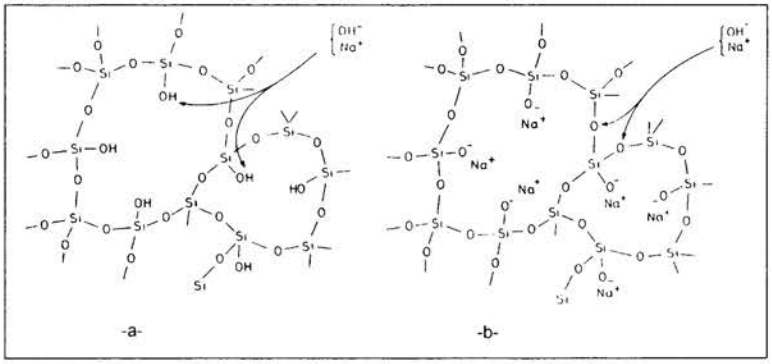


Figure I-1 : -a- attaque des groupes silanols et, -b- attaque des ponts siloxanes par les ions OH^- et adsorption des alcalins Na^+ *[Dent Glasser & Kataoka, 1981]*

1.1.1.2 Approche trans-solution

L'approche trans-solution affirme que le développement du gel peut se produire n'importe où dans le béton, et non uniquement au contact des granulats réactifs. L'attaque des granulats consiste alors en une mise en solution des éléments nécessaires à la réaction, elle est présentée, pour l'ion potassium K^+, comme suit :

Un processus topochimique

- Rupture des ponts siloxanes en surface des particules de silice réactive, transformant les siloxanes en silanes, s'accompagnant d'une consommation de OH^-,
- Adsorption des ions K^+ (Na^+) et OH^- par le "gel de silice" formé en surface, ce qui conduit à l'ionisation de ce gel.

Le passage en solution

- Dissolution du gel, ainsi ionisé, et des ions silicates dans le reste de la solution, *[Dron & Brivot, 1993]*.

Même si la première étape se produit obligatoirement en surface des granulats (ce qui justifie le terme de processus topochimique), la réaction chimique qui va suivre et donner naissance au gel peut avoir lieu dans la solution interstitielle, s'accordant ainsi avec le mécanisme de Le Chatelier.

1.1.2 Expansions

Les conséquences de cette réaction, observées sur de nombreux ouvrages, et qui ont alerté les ingénieurs, sont des gonflements locaux impliquant des déformations importantes du béton, induisant des fissurations importantes des parements.

1.1.2.1 Approche topochimique

L'étape de gonflement peut être également divisée en deux phases :

- **Phase II.a** : hydratation du gel formé par la réaction chimique et gonflement,
- **Phase II.b** : dispersion du gel des sites de réaction vers le reste du béton *[Jones, 1988]*.

Pendant la phase d'hydratation, la différence de potentiel chimique de l'eau contenue dans le gel et de l'eau de la solution interstitielle serait le moteur de la pénétration de la solution dans le gel. A partir de ce principe, deux types de pression sont présentées comme responsables des expansions : pression osmotique *[Ludwig & Sideris, 1975]* ou pression d'imbibition *[Dent Glasser, 1979]*. Dans le premier cas, la pâte de ciment jouerait le rôle de membrane semi-perméable perméable aux ions réactants. Au contraire, pour la pression d'imbibition, il n'y a aucune membrane semi-perméable, le rôle de séparation étant confié au gel formé qui est insoluble dans la solution *[Dent Glasser, 1979]*.

Cette adsorption d'eau provoque l'expansion du gel, entraînant les **gonflements** *[Dent Glasser, 1979]*. Pour Jones, leur amplitude dépendrait d'une compétition entre la vitesse de production et d'hydratation du gel, et la capacité de celui-ci à se **disperser** dans le béton. Si le gel s'hydrate lentement et se répand rapidement, aucune contrainte ne serait créée. Cette aptitude à se répandre résulte de sa viscosité mais également de la perméabilité du béton *[Jones, 1988]*.

Toutefois, le calcium semble avoir un rôle déterminant dans les mécanismes de gonflement ; sa présence serait indispensable à la formation de gels expansifs. En effet, des expériences ont montré qu'en absence de calcium disponible, les réactions chimiques provoquaient la mise en solution de la silice, sans formation de gel *[Diamond, 1989]*. Au sein du béton, la portlandite formée pendant l'hydratation du ciment représente une réserve importante d'ions Ca^{2+}, sa dissolution permettrait de maintenir une concentration suffisante dans la solution interstitielle pour autoriser les gonflements *[Chatterji, 1979]*. L'absence de cristaux de portlandite au voisinage des granulats ayant réagi a confirmé cette hypothèse *[Chatterji et al., 1986]*.

1.1.2.2 Approche trans-solution

Pour achever le processus et permettre les gonflements :

La diffusion de Ca^{2+}

- Saturation de la solution interstitielle en ions Ca^{2+} à proximité de la portlandite,
- Migration de ces ions dans le reste du béton.

La rencontre de tous ces réactifs

- Rencontre des ions calcium, silicate en présence des ions potassium, sodium et hydroxyles, dans la solution interstitielle,

- Précipitation des C-K-S-H (C-Na-S-H), silicate mixte de calcium et de potassium hydraté (ou de sodium),
- Coagulation de ces produits pour former des gels d'alcali-réaction *[Dron & Brivot, 1993]*.

D'après les auteurs, le bilan d'énergie libre du système permettrait aux produits formés de mettre la pâte de ciment en traction, de sorte qu'elle provoquerait sa fissuration *[Dron & Brivot, 1993]*.

Ces deux approches présentent de nombreuses différences et des controverses demeurent. La présence de produits de réaction, qui ne sont pas localisés à l'interface pâte-granulat et qui ne semblent pas avoir migré après leur formation, milite pour la seconde approche *[Larive, 1998]*. Cependant, d'autres auteurs observent la pénétration progressive du "gel" dans la pâte conformément à la théorie de Jones *[Hornain & Bournazel, 1999]*. Un consensus est donc encore loin d'être obtenu. Quoiqu'il en soit, ces deux approches s'accordent sur l'importance des paramètres de la réaction.

1.2 Eléments provoquant une alcali-réaction

Les trois conditions simultanées et indispensables au développement d'une alcali-réaction dans un béton sont donc : la **présence d'alcalins, de silice réactive,** une **humidité relative** suffisamment **élevée** et la présence indispensable de **calcium**, *[Chatterji, 1979], [Diamond, 1983], [Chatterji et al., 1986], [Diamond, 1989], [Dron & Brivot, 1993]* assurée par la nature même du béton (tant que la portlandite n'a pas été consommée par réaction pouzzolanique ou carbonatation).

1.2.1 Des alcalins

1.2.1.1 Sources d'alcalins

Du fait de la nature chimique des ciments, des composés alcalins, Na_2O et K_2O, sont toujours présents dans le ciment anhydre, souvent sous forme de sulfates alcalins. Après le gâchage du béton, et, alors que la réaction d'hydratation se déroule, ils passent dans la solution interstitielle. Ainsi, leurs teneurs augmentent pendant la première année, pouvant atteindre des valeurs de 70.10^{-3} mole/kg de solution pour Na_2O et 300.10^{-3} moles/kg de solution pour K_2O *[Lombardi, 1998]*. Cependant, le ciment n'est pas la seule source d'alcalins. Certains minéraux, comme les feldspaths, les micas, contenus dans les granulats, peuvent également apporter des alcalins *[Diamond, 1989], [Deloye & Divet, 1994], [Bérubé et al., 2002-b]*.
Les alcalins peuvent être également apportés par de nombreux autres constituants du béton : les additions minérales, les adjuvants, l'eau de gâchage. Enfin, ils peuvent provenir de l'environnement dans lequel est placé l'ouvrage, par le contact avec des eaux salines ou des applications de sels fondants *[Bérubé & Carles-Gibergues, 1992], [Sibbick & Page, 1998]*. C'est pourquoi, la teneur en alcalins des bétons d'ouvrages soumis à un environnement marin ou à des sels de déverglaçage est très difficile à prévoir.

1.2.1.2 Teneur en alcalins équivalents

Pour prendre en compte à la fois les alcalins sodium et potassium et définir une seule valeur pour caractériser le risque d'alcali-réaction causé par leur présence, leur teneur est exprimée en "équivalent Na_2O" et donnée par la formule :

$$Na_2O_{eq} = Na_2O + 0{,}658\ K_2O$$

Le coefficient 0,658 étant le rapport des masses molaires de Na_2O et de K_2O.
Tous les alcalins des ciments et des granulats ne réagissent pas avec la silice, seuls certains alcalins peuvent passer en solution, alors que les autres restent fixés aux réseaux cristallins des minéraux *[Oberholster, 1983]*. Les "Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction" expliquent comment calculer la teneur en alcalins passant en solution (pour les ciments de type CEM I, tous les alcalins sont concernés) *[LCPC, 1994]*.

1.2.1.3 Teneur limite pour prévenir l'alcali-réaction

Les premières mesures prises pour éviter le développement d'alcali-réaction dans les bétons ont consisté à utiliser des ciments contenant moins de 0,6 % de Na_2O_{eq}. Cependant, cette prescription ne prenait pas en compte les alcalins provenant des autres constituants du béton, ni l'existence d'alcalins passifs ou les risques d'apport extérieur. De nombreux travaux de recherche ont montré que la meilleure garantie pour empêcher le développement de la réaction était d'imposer que la teneur en alcalins actifs ne dépasse pas 3 kg par m^3 de béton *[Bérubé & Carles-Gibergues, 1992], [Deloye & Divet, 1994]*.
Enfin, certains auteurs indiquent que la répartition des alcalins varie dans les sections des pièces massives, avec une baisse de concentration près des surfaces extérieures qui serait causée soit par lessivage des ions alcalins lorsque le béton est en contact avec de l'eau *[Clark, 1991], [Rogers & Hooton, 1991], [Bérubé et al., 2002-b], [Rivard et al., 2003-b]*, soit par précipitation des ions alcalins au cours d'une réaction de carbonatation *[Kobayashi et al., 1989]*. Cependant, l'étude *[Bérubé et al., 2002-b]* montre que ce résultat dépend des conditions d'exposition des surfaces (mouillage / séchage). D'autres insistent sur le fait que le séchage du béton peut causer une augmentation locale de la concentration des alcalins, qui pourrait alors dépasser une valeur limite conduisant au développement de gels délétères *[Nixon et al., 1979], [Xu & Hooton, 1993]*. Cependant, un séchage implique une baisse de l'humidité relative, ce qui peut empêcher le développement de l'alcali-réaction.

1.2.2 De la silice réactive

1.2.2.1 Origine des roches réactives

La silice réactive est apportée par des granulats qui proviennent de sources diverses : roches et alluvions siliceuses, roches carbonatées (la silice y est présente sous forme d'inclusions ou de veines) ou roches et alluvions silicatées polyphasées *[LCPC, 1994]*.
Toutes les silices ne réagissent pas avec les alcalins. Leur caractère réactif a plusieurs origines :

- une structure mal organisée (opale amorphe, verre volcanique),

- une structure altérée, grains de quartz dégradés par des contraintes tectoniques (quartz micro-fissuré ou quartz à extinction ondulante) ou par des processus mécaniques ou chimiques (chocs ou dissolution) *[Diamond, 1976], [Regourd, 1983], [Stievenard-Gireaud, 1987], [Le Roux et al., 1999]...*
- une texture très fine (quartz cryptocristallin à microcristallin),

Des listes de granulats réactifs ont été élaborées *[LCPC, 1994]*, mais elles ne peuvent être suffisantes pour déterminer la réactivité potentielle d'un granulat. En effet, des roches portant le même nom peuvent être de réactivités distinctes en fonction de leur histoire géologique. Par conséquent, pour détecter le caractère réactif d'un granulat, il est indispensable de mener une étude pétrographique approfondie *[Le Roux et al., 1999], [Guédon-Dubied, 2000]*.

1.2.2.2 Notion de "pessimum"

En outre, les différents paramètres caractérisant les granulats (granularité, porosité, perméabilité...) ont une forte influence sur le déroulement des réactions *[Capra, 1997]*. La nature de la silice réactive, sa concentration dans le granulat et donc dans le béton, ont des conséquences sur la cinétique de réaction et sur le taux d'expansion, tout particulièrement dans le cas des granulats potentiellement réactifs à effet de pessimum (PRP). En effet, ces granulats ont la particularité de ne provoquer de gonflement que si leur proportion est comprise entre certaines valeurs ; en deçà et au-delà, les expansions sont moindres *[Regourd, 1983], [Bérubé & Carles-Gibergues, 1992], [Godart & Le Roux, 1995]*.

1.2.2.3 Effets de la taille des grains réactifs

La taille des granulats réactifs a également une influence importante sur l'amplitude des gonflements. Ainsi, plusieurs études montrent que les particules réactives les plus fines ont tendance à diminuer les gonflements des bétons *[Qingham et al., 1996], [Poyet et al., 2003]*. Ainsi l'ajout d'additions minérales, comme des fumées de silice, pourrait, dans certains cas, réduire les effets de l'alcali-réaction *[Bérubé & Duchesne, 1991], [Duchesne & Bérubé, 1994-a]*. Plusieurs explications sont avancées. D'une part, dans les bétons contenant des fines réactives, une baisse de la teneur en alcalins du béton est mesurée *[Duchesne & Bérubé, 1994-b]*. Ces alcalins seraient fixés dans des hydrates formés lors de réactions pouzzolaniques *[Bérubé & Duchesne, 1992]*. D'autre part, la modélisation de Poyet *et al.* montre l'importance du rapport volume poreux disponible autour du granulat sur le volume potentiel de gel créé. Ainsi, pour les fines, ce rapport serait plus grand que pour des granulats plus gros, les fines créeraient donc du gel qui remplirait la porosité sans provoquer de gonflement *[Poyet et al., 2003]*. Cependant, des expérimentations effectuées sur des mortiers à base d'opale montrent un comportement parfaitement opposé, avec des gonflements plus faibles pour les grains réactifs les plus gros *[Hobbs & Gutteridge, 1979]*, ce qui illustre l'importance de la nature du granulat réactif dans les mécanismes concernant l'alcali-réaction, et donc dans le choix d'une formulation pour obtenir une expérimentation représentative de structures atteintes.

1.2.2.4 Essais de caractérisation

Pour éviter de nouveaux désordres, trois catégories de granulats ont été définies : les granulats non réactifs, les granulats potentiellement réactifs et les granulats potentiellement réactifs à effet de pessimum. Plusieurs analyses et essais ont été mis au point pour les caractériser *[LCPC, 1994]*.
Toutefois, avoir des alcalins et des granulats réactifs en présence ne suffit pas à provoquer des gonflements, un environnement adéquat est indispensable, et pour cela, l'humidité relative du béton doit dépasser un certain seuil.

1.2.3 Une forte humidité relative

En laboratoire comme sur ouvrages, l'influence des apports d'eau sur les gonflements pathologiques du béton a été constatée rapidement *[Vivian, 1981]*, *[Bérubé & Carles-Gibergues, 1992]*. Dans le déroulement des réactions, l'eau a deux fonctions : une fonction de réactif, les quantités disponibles intervenant sur l'amplitude des gonflements, et, au moins dans la représentation trans-solution, une fonction de milieu réactionnel en permettant le transport et donc la mise en contact des réactants *[Larive, 1998]*.

1.2.3.1 Etudes d'ouvrages

Sur ouvrages, cet effet se traduit par des gonflements différentiels en fonction de l'humidité de la zone dans laquelle est situé le béton : gonflements sérieux en zone humide mais pas en zones sèches *[Oberholster, 1981]*, *[Semmelink, 1981]*. En 1986, Nilsson remarquait sur une structure que, dans la zone où l'humidité s'accumulait à la surface d'une dalle et dépassait 85%, des "pop-outs" étaient apparus et dégradaient le béton, alors que dans les zones où l'humidité relative était inférieure à 80% aucun "pop-out" n'était apparu *[Nilsson, 1983]*.
Cependant, Stark, en réalisant des mesures d'humidité relative sur ouvrages, a montré qu'au-delà d'une épaisseur de 50 mm, et quelles que soient les conditions climatiques, l'humidité relative des bétons étudiés restait supérieure à 80 %, ce qui permettait donc à l'alcali-réaction de se développer, même dans des zones très arides (exception faite de certains tabliers de pont peu massifs soumis à un séchage par deux faces) *[Stark, 1992]*.
L'importance de la teneur en eau du béton dans le développement de la réaction permet d'expliquer l'apparition de motifs de fissuration dans les zones séchées par opposition à des surfaces moins dégradées en zone immergée *[Gamache et al., 1993]*. En effet, du fait du séchage, la réaction est arrêtée sur quelques centimètres d'épaisseur, au contraire, le béton continue à gonfler à cœur. La conjugaison du retrait de séchage et du gonflement différentiel à cœur et en surface est responsable de cette fissuration importante *[Godart, 1993]*. Dans le cas de certains ouvrages, d'autres effets induits peuvent venir amplifier cette fissuration (gel-dégel, corrosion des armatures...).
Enfin, les conditions de teneur en eau des bétons sont fortement influencées par le rapport Eau/Ciment de leur formulation et par l'âge du béton (avancement de l'hydratation), paramètres pilotant la quantité d'eau disponible pour que la réaction se produise.

1.2.3.2 Etudes de laboratoire

L'eau en tant que réactif

A partir des constatations faites sur ouvrages, de nombreuses études de laboratoire ont été menées. Par sa fonction de réactif, l'eau disponible au moment de la réaction pilote l'amplitude des déformations. Cependant, un apport d'eau important ne se traduit pas immédiatement par des expansions. Par ailleurs, une arrivée d'eau tardive peut avoir deux effets : soit la réaction s'est arrêtée sans qu'un manque d'eau en soit responsable, et alors les gonflements ne reprennent pas, soit la réaction est encore en cours et les gonflements croissent alors de façon plus importante. En outre, l'eau de gâchage non consommée par les réactions d'hydratation suffit à l'apparition d'expansions *[Larive, 1998]*.

L'eau en tant que milieu réactionnel

Pour remplir sa fonction de milieu réactionnel, l'eau doit être présente en quantité suffisante. Ainsi, une notion de seuil sous lequel aucune expansion n'apparaît a été mise en évidence. Larive montre ainsi, que si le béton utilisé dans ses expériences perd plus de 0,15% de masse, c'est-à-dire plus de 15 g d'eau par kg de béton, les réactions chimiques sont arrêtées (Figure I-2 - *[Larive, 1998]*). D'autres auteurs notent que l'alcali-réaction se développe pour des humidités comprises entre 80 % et 100 % pour des températures proches de 20°C *[Olafsson, 1986], [Ludwig, 1989], [Tomosawa et al., 1989], [Bérubé & Carles-Gibergues, 1992], [Stark, 1992]*.

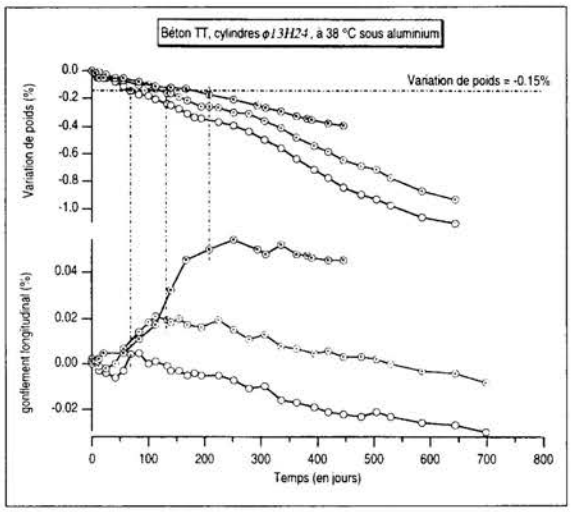


Figure I-2 : Conséquences d'une perte de masse d'eau de plus de 0,15 % sur les gonflements d'éprouvettes réactives *[Larive, 1998]*

Influences de la température et de la teneur en alcalins

Cependant, ce seuil d'humidité relative est réputé dépendre de la température et de la teneur en alcalins. Ainsi, Olafsson a étudié les expansions d'éprouvettes placées à 23 et 38°C dans plusieurs humidités relatives. A 23°C, il n'observe aucune déformation à 83 % d'humidité relative, alors qu'il obtient un gonflement de 0,1 % à 90 % de HR. En

revanche, à 38°C, il observe des gonflements significatifs, même pour une HR aussi basse que 73 % (Figure I-3 - *[Olafsson, 1986]*). Une autre étude a conclu que pour 40°C, le seuil d'humidité relative devait se trouver entre 80 et 90 % d'humidité relative (aucun gonflement n'est observé à 80 %) *[Kurihara & Katawaki, 1989]*. La différence quantitative entre ces deux seuils peut s'expliquer par la différence de composition des bétons étudiés.

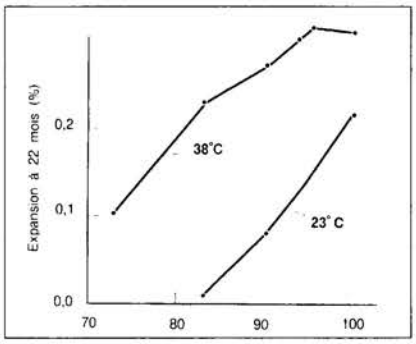


Figure I-3 : Effet de la température sur la valeur du seuil d'humidité relative *[Olafsson, 1986]*

De même, en ce qui concerne la teneur en alcalins, pour un béton identique par ailleurs, la formulation contenant 8 kg d'alcalins par m^3 de béton gonfle pour une humidité relative supérieure à 85 %, alors que pour 6 kg, les gonflements n'ont lieu qu'à 100 % d'humidité relative *[Tomosawa et al., 1989]*, ce qui traduit un effet sur le seuil d'humidité relative similaire à celui de la température : plus la température ou le dosage en alcalins sont élevés, plus le seuil d'humidité relative arrêtant l'alcali-réaction est bas.
En outre, ce seuil doit également dépendre de la nature du granulat réactif.

Effet du rapport E/C

La quantité d'eau de gâchage rapportée au poids de ciment (rapport E/C) gouverne classiquement nombre de propriétés des bétons. Dans le contexte d'un béton atteint d'alcali-réaction, une diminution de ce rapport entraîne :

- une résistance plus élevée et donc un béton résistant mieux aux gonflements (augmentation du rapport résistance / module),
- une perméabilité réduite, la mobilité des alcalins en est diminuée d'autant, ils mettent ainsi plus de temps à parvenir jusqu'à la silice réactive, d'où une baisse de la vitesse de réaction,
- un plus faible apport d'eau initial et donc dans le cas d'un ouvrage situé en zone sèche, une possibilité plus importante de ne pas voir la réaction s'amorcer *[Larive, 1998]*,
- une porosité faible et qui ne peut donc pas jouer le rôle de vase d'expansion, d'où des gonflements plus importants,
- une augmentation de la concentration en alcalins dans la solution interstitielle *[Bérubé & Carles-Gibergues, 1992]*.

Les trois premiers points s'opposant aux deux derniers, seule l'expérimentation peut amener une réponse définitive, mais les résultats de nombreuses études sont

contradictoires. Certains auteurs observent une diminution des expansions pour une réduction du rapport E/C et d'autres l'inverse *[Bérubé & Carles-Gibergues, 1992], [De Larrard & Larive, 1994]*.

Effet d'un séchage sur la teneur en alcalins

Certains auteurs ont montré que le séchage du béton pouvait être la cause d'une élévation locale de la teneur en alcalins, suffisante pour provoquer des gonflements. Leurs conclusions reposent sur des expérimentations au cours desquelles ils ont coulé des éprouvettes de bétons ou de mortiers non réactifs et les ont soumises à un gradient d'humidité relative. La mesure des concentrations en alcalins en différents points a montré des valeurs importantes sur les faces séchées. Les auteurs en ont conclu que les teneurs étaient suffisantes pour déclencher une alcali-réaction, qui ne se serait pas développée si le béton n'avait pas séché *[Nixon et al., 1979], [Xu & Hooton, 1993]*. Cependant, les granulats n'étaient pas réactifs, et aucune alcali-réaction n'a été réellement observée. Il est donc difficile de conclure : en effet, une compétition va apparaître entre la teneur en alcalins et la valeur d'humidité relative ; si le séchage est trop important, l'humidité relative sera sous le seuil permettant l'occurrence des gonflements.

De même, Nishibayashi *et al.* ont fait subir des cycles de séchage / réhumidification à des éprouvettes de béton réactif. Deux types de séchage ont été utilisés : à l'air ambiant et en étuve à 60°C. Pour le séchage à l'air ambiant, aucune déformation n'a été observée, alors qu'en étuve, les éprouvettes ont légèrement gonflé (moins de 0,1%). Les auteurs en ont conclu qu'à 60°C, l'eau avait le temps de s'évaporer, provoquant ainsi une augmentation de la concentration en alcalins et rendant donc possible la réaction (alors qu'à l'air ambiant, le séchage n'était pas suffisant) *[Nishibayashi et al., 1989]*. Pour des températures et des concentrations en alcalins élevées, le seuil d'humidité relative permettant l'apparition de gonflement est vraisemblablement bien plus bas qu'à température ambiante *[Olafsson, 1986], [Tomosawa et al., 1989]* ; ce qui peut expliquer l'apparition de gonflements à 60°C et leur absence à température ambiante.

Dans le même domaine, il semble que les concentrations en alcalins d'un béton séché puis resaturé soient plus faibles que celles du béton avant séchage. Ce résultat est expliqué par le dépôt des alcalins sur les surfaces solides ou par leur piégeage dans les pores au cours du séchage. Les auteurs concluent sur le risque de ne pas prendre en compte la totalité des alcalins lors d'analyse de carottes d'ouvrages si elles ont subi un séchage après extraction *[Rivard et al., 2003-a]*.

Par conséquent, l'eau a un rôle fondamental dans le déroulement d'une alcali-réaction. Le seuil d'humidité relative ou de perte en eau sous lequel la réaction est impossible est influencé par la température, la teneur en alcalins et par la nature des granulats réactifs. Ces paramètres sont en constante compétition pour diriger la réaction. Il est donc difficile de dire si l'alcali-réaction aura lieu en n'étudiant qu'un seul de ces paramètres. Devant l'importance de l'humidité dans ces gonflements, une idée de prévention des gonflements a été de rendre les ouvrages étanches, avec toutes les difficultés qu'une telle solution implique. Plusieurs revêtements ont été étudiés, avec plus ou moins de réussite *[Katawaki, 1989], [Blight, 1991], [Bardiau, 1993], [Godart, 1993]*.

1.3 Quantification et cinétique

Les différents paramètres détaillés ci-dessus sont indispensables à l'apparition de cette réaction délétère. La nature et la quantité des constituants, ainsi que l'environnement dans lequel se développe l'alcali-réaction, ont une influence importante sur l'amplitude et la cinétique des expansions.

1.3.1 Influence des formulations des bétons sur les amplitudes de gonflement

1.3.1.1 Influence de la nature des granulats

Ainsi, la formulation des bétons a des conséquences importantes sur l'amplitude des gonflements *[Wood et al., 1986]*. En terme de granulats, certains présentent des conséquences bien plus délétères que d'autres. Citons en exemple : la silice fondue et l'opale amenant des gonflements de l'ordre de 0,5 à 1,5 % (avec une teneur en Na_2O_{eq} d'environ 1 %, éprouvettes dans une atmosphère de 96 % HR) *[Swamy, 1989]*, le sable réactif de la vallée de la Tamise amenant des gonflements d'environ 0,35 % (Na_2O_{eq} de 1,75 %, éprouvettes en eau) *[Clayton, 1989]* et les granulats calcaires dolomitiques contenant un réseau diffus de silice provoquant des gonflements comparables (Na_2O_{eq} de 1,25 %, éprouvettes en eau) *[Larive, 1998]*.

1.3.1.2 Influence de la teneur en alcalins

La teneur en alcalins a également un rôle sur l'amplitude des gonflements. Ainsi, si cette teneur est faible, la réaction ne se développe pas *[Bérubé & Carles-Gibergues, 1992]*, *[Deloye & Divet, 1994]*. Par ailleurs, une plus forte teneur aurait pour conséquences d'augmenter les expansions *[Tomosawa et al., 1989]*, *[Roger & Hooton, 1991]*.

1.3.1.3 Influence des ajouts d'additions minérales

Enfin, l'ajout d'additions minérales dans la formulation des bétons a une influence sur le déroulement de la réaction. Dans certaines conditions, elles pourraient réduire, voire empêcher le développement de l'alcali-réaction *[Bérubé & Carles-Gibergues, 1992]*.

1.3.2 Influence des conditions d'humidité relative

Le rôle de l'humidité dans le développement de la réaction a déjà été bien détaillé. Il en découle naturellement des effets sur la cinétique et sur l'amplitude des gonflements des bétons atteints par l'alcali-réaction. La cinétique des gonflements s'accélère et leur amplitude augmente avec l'accroissement de l'humidité relative *[Kurihara & Katawaki, 1989]*, *[Tomosawa et al., 1989]*, *[Larive et al., 2000-b]*. Ainsi, pour une même formulation de béton, Larive obtient des gonflements d'environ 0,3 % en eau et d'environ 0,1 % pour des éprouvettes conservées sous aluminium et donc sans apport d'eau extérieur *[Larive, 1998]*.

1.3.3 Influence de la température

La température a des effets considérables sur le déroulement des réactions. Elle a d'abord un rôle cinétique qui, constaté rapidement, a été utilisé dans de nombreuses expériences de laboratoires. En effet, à une température ambiante, l'alcali-réaction met plusieurs années avant de se déclarer et plusieurs dizaines d'années avant d'arriver à son terme. Au contraire, pour des températures élevées, la réaction est accélérée et les déformations apparaissent vite. Ainsi, à 38°, les déformations commencent dès la fin

de la cure, alors qu'il faut attendre plus longtemps à 23° (Figure I-4). En élevant la température de conservation des éprouvettes jusqu'à 60°, le gonflement final peut même être obtenu en 2 mois *[Larive, 1998]*. Cette influence sur la cinétique peut être modélisée par la loi d'Arrhenius, avec une énergie d'activation macroscopique *[Larive, 1998]*, de l'ordre de 5400 K ± 500 K pour le temps caractéristique et de 9400 K ± 500 K pour le temps de latence *[Ulm et al., 2000]*. Ces valeurs conduisent à des temps de latence et caractéristique respectivement 4,5 et 2,5 plus grands à 23°C qu'à 38°C.

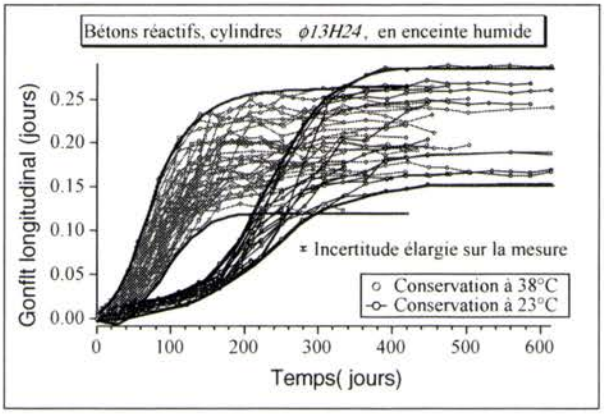


Figure I-4 : Comparaison de gonflements obtenus à 23°C et à 38°C pour des éprouvettes de même nature *[Larive, 1998]*

Du fait du nombre croissant d'études se déroulant à de hautes températures, certains auteurs se sont demandés si une élévation de celle-ci n'avait pas d'autres conséquences. D'un point de vue théorique, une hausse de la température entraîne une baisse de la solubilité de la portlandite et une augmentation de celle de la silice, ce qui devrait avoir pour conséquence une aggravation des désordres. Cependant, une telle hausse améliore également les propriétés de résistance. Ces deux phénomènes se retrouvent donc en conflit *[Urhan, 1987]*.

Les différentes expérimentations ne parviennent pas à un consensus. Plusieurs auteurs constatent que les gonflements obtenus diffèrent en fonction de la température de conservation, sans s'accorder sur les tendances *[Gudmunsson & Asgeirsson, 1975], [Brotchi & Mehta, 1978], [Diamond et al., 1981], [Wood et al., 1986], [Pleau et al., 1989], [Bollotte, 1992]*. Ainsi, Wood *et al.* obtiennent des gonflements quatre fois supérieurs à 13°C qu'à 38°C *[Wood et al., 1986]* ; alors que d'autres expériences montrent que les gonflements à 10°C sont inférieurs à ceux obtenus à 38°C *[Gudmunsson & Asgeirsson, 1975]*.

Cependant, d'autres auteurs retrouvent des gonflements ultimes comparables quelle que soit la température de conservation des éprouvettes *[Shayan et al., 1996]*, (Figure I-4 - *[Larive, 1998]*).

1.3.4 Bilan

Cette étude bibliographique a montré la complexité des phénomènes concernant l'alcali-réaction. Ainsi, il est impossible de dégager un comportement unique pour l'ensemble des bétons réactifs. Le but de l'étude expérimentale présente est de

quantifier les amplitudes et les cinétiques de cette réaction chimique pour des formulations proches de celles d'ouvrages d'art existant en France et dont l'avancement de la pathologie nécessite une expertise précise. Ces ouvrages d'art (barrages et ponts) subissant des conditions hydriques variables, il était nécessaire d'approfondir et de quantifier l'influence de l'eau sur les cinétiques et les amplitudes dans le cadre de déformations de structures. En revanche, cette formulation de béton réactif étant proche de celles étudiées dans *[Larive, 1998]*, la température n'a pas d'influence sur les amplitudes des gonflements *[Larive, 1998]*, nous avons donc effectué la totalité des essais à une température de 38°C. Cette température permet d'atteindre la stabilisation des déformations des structures assez rapidement.

2 - Conséquences structurelles et modélisations

Le déroulement des mécanismes de l'alcali-réaction et les paramètres qui l'influencent sont autant d'informations pour l'établissement de modélisations de cette pathologie. Tous les paramètres présentés ci-dessus ont plusieurs rôles sur le développement de la réaction. En effet, tous ont une influence importante sur la cinétique et sur l'amplitude des expansions délétères.

2.1 Comportement du matériau

2.1.1 Descriptions des gonflements

Le but de nombreuses études a été de tenter de représenter quantitativement le développement de l'alcali-réaction par des mesures sur éprouvettes afin d'être en mesure de prévoir les cinétiques et les amplitudes des déformations des ouvrages réels. Dans cet ordre d'idée, l'approche effectuée au LCPC envisage l'utilisation de mesures sur éprouvettes (à partir de carottage de structures dégradées) pour décrire l'amplitude et la cinétique des gonflements, la cinétique étant alors représentative de l'avancement de la réaction. Cette description est alors utilisée comme une donnée d'entrée dans la modélisation *[Li & Coussy, 2002]*, *[Li, 2002]*.

2.1.1.1 Cinétiques des gonflements

Ainsi, l'allure de l'évolution de gonflement de bétons soumis à des réactions alcali-granulats a été établie par divers auteurs (dont *[Ludwig, 1981]*, *[Clayton, 1989]*, *[Pleau et al., 1989]*, *[Larive 1998]*...). Ces évolutions témoignent de gonflements rapides dans un premier temps, avant d'atteindre généralement un palier en fin de réaction. En outre, certaines expérimentations constatent un rôle important de la température sur l'allure à court terme : plus la température est basse et plus le démarrage des gonflements est lent (Figure I-5- *[Larive, 1998]*), ce qui donne cet aspect de courbes en "S" *[Clayton, 1989]*, *[Larive, 1998]*. Cependant, d'autres essais témoignent d'une poursuite des gonflements *[Duchesne & Bérubé, 2003]*, *[Carles-Gibergues & Cyr, 2002]*.

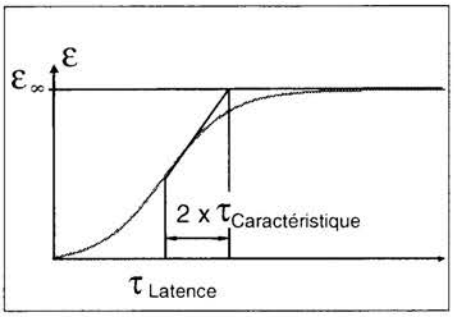


Figure I-5 : Modélisation des courbes de gonflement en "S" *[Larive, 1998]*

L'analyse thermodynamique développée par Larive *[Larive, 1998]* et la comparaison avec des mesures de déformations d'éprouvettes en gonflement libre a permis de décrire cette évolution par la représentation mathématique suivante :

$$\varepsilon_{ch}(t) = \varepsilon_{\infty} \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_{carac}}}}{1 + e^{-\frac{(t-\tau_{latence})}{\tau_{carac}}}}$$

Les trois paramètres fondamentaux qui apparaissent pour définir cette évolution sont :

- ε_{∞}, la déformation asymptotique du béton en gonflement libre,
- $\tau_{latence}$, le temps de latence, caractérise, d'après Larive, l'instant où la réaction s'accélère par augmentation de la diffusion au sein du matériau du fait de la micro-fissuration,
- τ_{caract}, le temps caractéristique, relatif à la phase d'atténuation des phénomènes expansifs et qui caractérise donc la durée pour parvenir au palier de déformation *[Larive, 1998]*.

Ces trois paramètres dépendent de l'humidité relative du béton dans lequel l'alcali-réaction se développe. Li a utilisé les résultats expérimentaux de *[Larive, 1998]* pour déterminer les fonctions correspondantes à partir des valeurs du Tableau I-1 *[Li, 2002]*.

Condition ambiante	Humidité Relative (%)	Expansion (%)	τ_{carac} (jour)	$\tau_{latence}$ (jour)
Sous aluminium	88	0.110	47.5	111.9
Chambre humide	92	0.196	33.4	82.9
Réacteur	97	0.266	21.4	48.6
Immersion	100	0.352	16.0	38.8

Tableau I-1 : Valeurs des paramètres du modèle de Larive en fonction des conditions de conservation *[Li, 2002]*

Comme pour toute réaction chimique, une notion d'avancement peut être définie pour l'alcali-réaction. D'un point de vue chimique, la quantification de cet avancement peut reposer sur l'estimation des proportions de réactifs ou de produits de la réaction. A cette fin, plusieurs techniques sont envisageables. La détermination du degré d'avancement peut ainsi être basée sur une quantification des réactants (évaluation du nombre de sites réactifs créés par rupture des ponts siloxanes par rapport à la silice disponible initialement, par exemple - *[Bulteel et al., 2002]*). L'analyse de la solution

interstitielle du béton après extraction apparaît également comme une possibilité, cependant l'interprétation de cette mesure est complexe *[Larive, 1998]*. Une autre possibilité, basée sur la quantification des proportions de produits de réaction, utilise la méthode permettant leur visualisation par fluorescence des ions uranyles. Le principe de cette méthode est d'exposer le béton atteint à une solution contenant des ions uranyles. Les produits de l'alcali-réaction les adsorbent et deviennent alors fluorescents sous un éclairage ultraviolet *[Natesaiyer & Hover, 1988], [Guédon-Dubied et al., 1992]*. Cependant le suivi d'éprouvettes issues d'une seule formulation a montré que cet essai ne permettait pas de quantification de l'avancement *[Martineau et al., 1996], [Larive, 1998]* mais seulement une indication qualitative ou semi-quantitative.
Dans le cadre d'un modèle chémo-élastique, il est légitime de penser que la cinétique des gonflements observés dans un essai de gonflement libre est directement liée à l'avancement de la réaction *[Ulm et al., 2000]*. Ainsi, les essais d'expansion résiduelle constitueraient des moyens macroscopiques de quantifier l'avancement de la réaction *[Li & Coussy, 2002], [Li, 2002]*.

2.1.1.2 Anisotropie de gonflement

L'amplitude des gonflements revêt un caractère plus ou moins anisotrope. En effet, sur un même béton, l'amplitude des gonflements mesurés est fortement influencée par la direction de mesure. Ce caractère anisotrope a été constaté lors de plusieurs expérimentations *[Clark & Ng, 1989], [Jones & Clark, 1996], [Larive et al., 2000-a], [Ballivy et al., 2000], [Smaoui, 2003]*.
Smaoui a montré l'importance de la forme et des dimensions des éprouvettes utilisées pour les mesures de gonflements sur les valeurs du coefficient d'anisotropie, ainsi que l'influence du mode de mise en place du béton lors du coulage des éprouvettes *[Smaoui, 2003]*.
L'anisotropie pourrait s'expliquer par l'apparition et l'orientation des fissures *[Clark, 1991]*. Ainsi, sur des éprouvettes, cylindres (coulés à la verticale) ou prismes (coulés à l'horizontale), malgré une fissuration de type "faïençage", les fissures horizontales sont en plus grand nombre *[Clark, 1991], [Larive et al., 2000-a]*, ce qui peut expliquer l'anisotropie puisque, dans le cas des cylindres, la mesure est effectuée perpendiculairement à la fissuration majoritaire, alors que, sur les prismes, elle s'effectue parallèlement. Cependant, les différences de gonflements entre prismes et cylindres ne sont pas systématiques *[Clark, 1991], [Larive et al., 2000-a]*. Toutefois, Larive remarque sur un grand nombre de cylindres que les gonflements les plus importants sont obtenus dans la direction perpendiculaire à la majorité des fissures. Sur ces mêmes éprouvettes, une anisotropie importante a été détectée avec des gonflements environ 2.5 fois plus grands dans la direction verticale que dans la direction horizontale. La forme des granulats pourrait justifier que les directions perpendiculaires au coulage soient les directions privilégiées de fissuration, et, de ce fait, les gonflements les plus importants soient mesurés dans la direction parallèle au sens du coulage *[Larive et al., 2000-a]*.
Cette différence de comportement en fonction de la direction étudiée doit être prise en compte par les modélisations, afin de prédire le plus précisément possible les déformations résultantes, sans sous-évaluer, ou au contraire surévaluer, le risque encouru par les ouvrages atteints.

2.1.1.3 Gonflements sous contraintes

La cinétique des gonflements d'alcali-réaction est également modifiée par l'état de contrainte du béton dans lequel cette pathologie se développe. En effet, en analysant la réduction des gonflements observés sur des structures de béton armé *[Koyanagi et al., 1992], [Fan & Hanson, 1998-a]*, et d'autres études, concernant les effets de contraintes sur des éprouvettes *[Le Roux et al., 1992], [Jones & Clark, 1996]*, il a été conclu que l'application d'une contrainte sur des éléments de béton atteints d'alcali-réaction permettait de freiner les expansions dans la direction du chargement. Une étude sur des éprouvettes soumises à un chargement constant sur bâti de fluage, avait permis d'indiquer que cette réduction n'était vraie que dans la direction du chargement, et qu'elle ne stoppait en rien la réaction, les gonflements se reportant dans les directions libres, et que finalement, dans une certaine plage de contraintes, le gonflement volumique restait constant *[Larive et al., 1996], [Smaoui, 2003]*. Cependant, d'autres expérimentations contredisent cette notion de "report" : l'application de contraintes de 3,3 MPa dans une direction n'a entraîné aucune déformation supplémentaire dans les directions perpendiculaires *[Gravel et al., 2000]*, voire, ce qui est encore plus surprenant, l'application d'une contrainte initiale de 10 MPa dans une direction a entraîné une réduction de gonflement dans toutes les directions (parallèlement et perpendiculairement au chargement), malgré une fissuration importante parallèle au chargement *[Ahmed et al., 1999]*.
Des contraintes de compression induite par le fonctionnement mécanique des ouvrages atteints et par la présence d'armatures peuvent donc modifier les déformations des ouvrages de manière importante par rapport à la valeur de déformation déterminée sur une éprouvette en gonflement libre. Si les expansions ne sont pas indépendantes de l'état de contrainte, les modélisations doivent le prendre en compte.

2.1.1.4 Essais d'expansion résiduelle

Cet essai est la base de la méthodologie de re-calcul développée par le LCPC *[Li & Coussy, 2002], [Li, 2002]*. Dans ce cadre, il est utilisé pour effectuer un recalage des paramètres de la modélisation et pouvoir décrire l'état de dégradation actuel de la structure et prédire son évolution structurelle. Il permet d'identifier la "déformation chimique imposée" qui se superpose à la déformation élastique ou élasto-plastique *[Li, 2002]*.
Il consiste à prélever des carottes dans l'ouvrage et à effectuer un essai d'expansion accéléré dans une atmosphère saturée et à 38°C, pour déterminer l'amplitude de gonflement résiduel, et ainsi tenter de calculer les conséquences d'un tel gonflement sur la structure *[Godart et al., 1992], [Fasseu, 1997], [Bérubé et al., 2002-a]*. Afin d'éviter toute perte d'information, il est conseillé d'effectuer cet essai le plus rapidement possible après le carottage.
Dans cette démarche, il est attendu que les carottes gonflent comme le béton de la structure. Cependant, au cours d'une expérimentation, des carottes de béton ont gonflé plus que les blocs dont elles étaient issues *[Hobbs, 1999]*. Ce phénomène a été expliqué soit par l'absorption de davantage d'eau par les carottes que par les blocs, soit par la présence de contraintes de confinement du volume de béton dans la structure, qui auraient tendance à se libérer lors du carottage, le béton gonflerait alors de manière plus importante *[Hobbs, 1999]*. Cette explication est en contradiction avec les résultats

de Larive, dont les éprouvettes déchargées d'une sollicitation mécanique (appliquée par un bâti de fluage) voient leurs déformations atteindre les mêmes valeurs que des éprouvettes qui n'ont jamais été chargées *[Larive, 1998]*. La différence d'expansion entre blocs et carottes pourraient également trouver son origine dans le lessivage des alcalins qui aurait un impact plus important sur des carottes (de dimensions faibles) que sur les blocs dont elles sont issues (dimensions plus importantes).
En outre, la méthode même de l'essai d'expansion résiduelle contient une hypothèse forte : que les gonflements se produisant pendant les deux premiers mois, ce qui correspond au temps mis par la masse de la carotte pour se stabiliser, ne trouvent pas leur origine dans le développement de l'alcali-réaction *[Godart et al., 1992]*, *[Bérubé et al., 2002-a]*.

2.1.1.5 Bilan

Cette étude bibliographique a permis de faire le point sur les connaissances concernant la description de la cinétique et de l'amplitude de l'alcali-réaction d'un point de vue local. Elle a montré que le nombre d'expérimentations concernant le développement de l'alcali-réaction sous contrainte restait limité, et l'intérêt d'en produire de nouvelles. La précision nécessaire à l'utilisation de l'essai d'expansion résiduelle comme base pour des calculs de prédiction indique l'intérêt à porter à cet essai.

2.1.2 Evolution des caractéristiques mécaniques

De nombreux auteurs ont étudié l'évolution des caractéristiques mécaniques de bétons atteints sur des éprouvettes coulées en laboratoire, par comparaison avec l'évolution de caractéristiques mécaniques de bétons sains.
Plusieurs études ont ainsi conclu à des chutes proches de 50 % pour les résistances à la compression et au fendage de bétons développant une alcali-réaction, par rapport à celles de bétons sains *[Pleau et al., 1989]*, *[Inoue et al., 1989]*. Certaines études décrivent des réductions moins importantes, atteignant entre 15 % et 30 % après environ six mois en conditions accélérant l'alcali-réaction *[Abe et al., 1989]*, *[Fan & Hanson, 1998-b]*, *[Smaoui, 2003]*.
Lors d'essais menés sur des carottes issues d'ouvrages réels, une réduction comprise entre 10 % et 20 % par rapport aux valeurs attendues à partir des essais en compression sur cube était observée lors d'essais de traction par fendage, et une réduction pouvant être supérieure à 85 % lors d'essais de traction directe *[Siemes & Visser, 2000]*, ce qui peut s'expliquer par les observations de Clayton qui considère l'essai de fendage, dans le cadre de béton dégradés par l'alcali-réaction, comme un essai de compression *[Clayton, 1990]*. Ces résultats sont confirmés par Smaoui, qui chiffre, pour un même béton, une diminution de 16 % de la résistance en traction par fendage et une chute de 48 % de la résistance en traction directe *[Smaoui, 2003]*. En outre, une augmentation de 9 % de la résistance en compression a été observée sur des carottes extraites d'une poutre coulée avec un même béton réactif dont les éprouvettes montraient une chute de résistance d'environ 25 % *[Abe et al., 1989]*. Enfin, d'autres auteurs n'observent aucune chute de la résistance à la compression, même pour des expansions importantes *[Koyanagi et al., 1986]*, *[Larive, 1998]*, *[Monette et al., 2002]*. Quant à la résistance en traction par fendage, Larive observe que l'évolution d'un béton réactif est comparable à celle d'un béton non réactif. Cependant,

l'orientation du prélèvement par rapport à la fissuration peut influencer ces résultats *[Larive, 1998]*.
Les différents travaux sur les effets de l'alcali-réaction sur les résistances en compression et au fendage sont donc en contradiction. En revanche, tous les auteurs s'accordent sur la chute rapide du module d'Young avec des pertes comprises entre 25 % et 80 %, que ce soit sur carottes issues d'ouvrages réels *[Blight et al., 1983]* ou sur des éprouvettes de laboratoire *[Koyanagi et al., 1986], [Pleau et al., 1989], [Inoue et al., 1989], [Ohno et al., 1989], [Swamy, 1989], [Larive, 1998], [Fan & Hanson, 1998-b], [Monette et al., 2002], [Mohammed et al., 2003], [Smaoui, 2003]*.

Bilan
Comme pour la description des gonflements, cette analyse a montré les conclusions diverses et quelquefois même opposées des travaux existants (à cause des différences de formulations des bétons, de la nature du granulat réactif...), tant et si bien qu'une fois de plus, il est difficile de généraliser et de décrire l'évolution des caractéristiques mécaniques des différents bétons dégradés par l'alcali-réaction par une seule et même loi. Une étude expérimentale concernant des structures nécessite donc une caractérisation mécanique des matériaux afin de déterminer si les propriétés mécaniques du béton réactif étudié se dégradent, et dans quelle mesure, et / ou si elles évoluent comme pour un béton ordinaire. En outre, la caractérisation des propriétés de traction des matériaux dégradés semble particulièrement difficile, en particulier pour prendre en compte une direction de fissuration éventuelle.

2.2 Comportement de structures

2.2.1 Manifestations externes

2.2.1.1 Généralités

Les nombreux désordres visibles sur les ouvrages d'art ont été à l'origine de la découverte de l'alcali-réaction comme pathologie. Ainsi, à l'échelle macroscopique, des manifestations structurales importantes ont été observées *in situ* sur des structures atteintes :

- une fissuration des parements en forme de faïençage ou parallèle à la direction des armatures (ou des contraintes de compression dans le cas d'éléments fortement chargés),
- des exsudats de gels siliceux à travers la porosité et les fissures,
- des éclatements ponctuels ou généralisés, causés par la réaction de granulats en peau d'ouvrage,
- la disparition des mousses et des lichens le long des fissures,
- des déformations et des déplacements importants. *[Bérubé & Carles-Gibergues, 1992], [Godart et al., 1999]*.

La mesure des déformations sur ouvrages d'art atteints d'alcali-réaction est la première étape de leur surveillance *[LPC, 2003]*

2.2.1.2 Fissuration

Lors d'expérimentations, le même type de fissuration a été observé sur des structures ou des éprouvettes armées de laboratoire :

- une fissuration aléatoire pour les éléments non armés et sans chargement *[Clayton et al., 1990], [Fan & Hanson, 1998-a], [Ahmed et al., 1999]*,
- une fissuration parallèle aux armatures, pour les poutres armées, n'ayant pas de chargement *[Koyanagi et al., 1986], [Clayton et al., 1990], [Chana & Thompson, 1992], [Ahmed et al., 1998], [Fan & Hanson, 1998-a & b]*,
- une fissuration parallèle à la direction des contraintes principales pour les éléments chargés *[Cope & Slade, 1992], [Ahmed et al., 1999], [Monette et al., 2002]*.

En complément, notons que les zones non armées d'une structure ont logiquement une fissuration plus diffuse et plus ouverte que les régions contenant les armatures *[Koyanagi et al., 1996], [Ahmed et al., 1998]*. Les effets augmentent avec le taux d'armature, les fissures ayant d'autant plus tendance à être parallèles aux armatures que leur proportion croît *[Koyanagi et al., 1992]*. Enfin, il est difficile d'établir si les structures sont profondément endommagées. En effet, certains auteurs observent que les fissures pénètrent peu profondément dans la structure et que le cœur demeure pratiquement intact *[Bérubé et al., 1989], [Bach et al., 1992]*. Cope et Slade observent, quant à eux, une macrofissuration de la peau et une microfissuration du cœur de poutres *[Cope & Slade, 1992]*, alors que des investigations menées sur des piles d'un ouvrage réel dévoilent une fissuration importante au cœur de la structure *[Ono & Taguchi, 2000]*.

2.2.2 Déformations des structures sous l'effet d'une alcali-réaction

2.2.2.1 Effet des armatures sur les déformations

Comme pour la fissuration, les armatures réduisent fortement les expansions *[Jones & Clark, 1996], [Ahmed et al., 1998], [Fan & Hanson, 1998-a], [Ballivy et al., 2000], [Mohammed et al., 2003]*, et plus le taux d'armatures augmente, moins les gonflements sont importants *[Inoue et al., 1989], [Koyanagi et al., 1992], [Swamy, 1989], [Rigden et al., 1992]*. De même, l'expansion peut être réduite par l'introduction de précontrainte dans la structure *[Kobayashi et al., 1988]*, mais sans probablement empêcher les gonflements dans les directions autres que celle de la précontrainte, compte tenu des possibilités de report de gonflement dans le cas de déformations empêchées dans une direction *[Larive, 1998]*.

La différence de déformations entre les zones armées et les zones non armées peut conduire à des gradients de déformations dans la hauteur des poutres *[Swamy, 1989]*. Ainsi plusieurs auteurs constatent des déformées importantes provoquées pour des poutres dans lesquelles se développent des gradients de ce type *[Swamy & Al-Asali, 1990]*. Ces flèches peuvent atteindre 12,5 mm pour une poutre de 1,2 m de portée, 0,10 m de haut et 0,12 m de large et armée uniquement en fibre inférieure par 2 aciers HA12 *[Ahmed et al., 1998]* et environ 6 mm pour des poutres de 0,90 m de long, armées de deux aciers de 8 mm de diamètre *[Monette et al., 2002]*). Les expansions dépendant des ratios d'acier, des flèches causées par des effets différentiels de l'alcali-réaction peuvent apparaître dans toutes les poutres dont la cage d'armature est dissymétrique.

Du fait du gonflement du béton, les armatures se tendent et empêchent ces déformations, impliquant alors dans le matériau une contrainte de compression,

comparable à celle provoquée par une mise en précontrainte *[Koyanagi et al., 1986], [Swamy, 1989], [Monette et al., 2002]*. Cette "précontrainte chimique" a été évaluée entre 2 MPa et 6 MPa *[Fujii et al., 1986], [Ohno et al., 1989], [Inoue et al., 1989], [Clark, 1989]*.
Dans ce cadre, l'ancrage des armatures est un paramètre de première importance. Les expansions sont d'autant moins importantes, que l'adhérence entre l'acier et le béton est bonne. Ainsi, plus les ancrages sont bons, moins les aciers ont tendance à glisser sous l'action du gonflement des granulats, et plus les déformations sont réduites *[Ahmed et al., 1998]*.
Enfin, des mesures, réalisées sur des poutres en béton de fibres d'acier, ont montré des expansions moins importantes que pour des poutres simplement armées *[Clark, 1989]*. Les fibres agissant ponctuellement sont toujours proches des granulats réactifs et ont donc une action plus performante que les armatures, situées uniquement près des surfaces des poutres. La répartition des aciers dans la section des poutres atteintes a donc une influence sur le comportement des structures.

Adhérence acier-béton
Du fait de l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton, l'adhérence entre les armatures et le béton pourrait être également modifiée. Il est donc important de s'intéresser à l'adhérence entre l'acier et le béton, et surtout à son évolution pendant le développement de la réaction. L'adhérence a été étudiée à travers deux types d'essais : des essais sur éprouvettes (essais du type "pull-out") et des essais sur poutres (où l'adhérence a été étudiée dans une zone de recouvrement d'armatures).
D'un point de vue qualitatif, l'alcali-réaction ne modifie en rien le mode de rupture : les aciers lisses cèdent par glissement, sans fissure apparente dans le béton, alors que les aciers HA provoquent la fissuration du béton *[Chana, 1989]*.
En terme de résistance, tous les auteurs s'accordent sur la réduction de la contrainte ultime d'adhérence pour les éprouvettes ne contenant pas de cadres d'effort tranchant *[Chana, 1989], [Chana & Korobokis 1991], [Bach et al., 1992], [Rigden et al., 1992]*. Des diminutions ont été évaluées entre 40 et 60 % pour les aciers lisses et entre 20 et 40 % pour les aciers HA en fonction de l'amplitude des expansions *[Chana & Korobokis, 1991]*.
Cependant, en présence de cadres, une augmentation de la contrainte d'adhérence pour les deux types d'acier a été constatée par des essais de type "pull-out" (l'acier testé se trouvant au centre des éprouvettes) *[Chana, 1989]*. Dans ce cas, les cadres permettent un confinement important du béton autour de l'acier longitudinal, et donc une meilleure adhérence entre l'acier et le béton par rapport à des éprouvettes sans cadre.

2.2.3 Comportement mécanique en flexion de structures dégradées

2.2.3.1 Résistance en flexion

Dans une étude expérimentale, Swamy a constaté des chutes de 25% de la charge de rupture de poutres atteintes par l'alcali-réaction par rapport à des poutres "témoins" *[Swamy & Al-Asali, 1990]*. Pour ces essais, le granulat utilisé était de la silice fondue, qui semble avoir des propriétés particulièrement délétères *[Larive, 1998]*, ce qui met en évidence la différence de comportement qui peut être rencontrée lors d'essais, en fonction de la nature du granulat réactif choisi, voire de la formulation du béton.

Pour la plupart des autres essais en laboratoire, les poutres endommagées par l'alcali-réaction et chargées à rupture ont cassé en flexion, sans perte de capacité portante *[Fujii et al., 1986], [Koyanagi et al., 1986], [Kobayashi et al., 1988], [Abe et al., 1989], [Ohno et al., 1989], [Hobbs, 1990], [Ahmed et al., 1998], [Fan & Hanson, 1998-b]*, alors que certaines poutres "témoins", composées d'un béton sain, rompaient en cisaillement *[Clark, 1989], [Inoue et al., 1989], [Koyanagi et al., 1996], [Monette et al., 2002]*. De même, Clark, dans une étude bibliographique, note que les charges de rupture des poutres testées variaient entre 0,93 et 1,47 fois celles des poutres saines *[Clark, 1989]*, ce qui montre l'effet faible de l'alcali-réaction sur les sollicitations à rupture.

L'effet d'une fissuration de nature mécanique sur le comportement de poutres atteintes d'alcali-réaction a également été testé. Dans ce but, deux poutres ont été chargées jusqu'à fissuration avant le début de l'alcali-réaction. Puis, elles ont été testées après le développement de la réaction. La même résistance a été trouvée pour toutes les poutres (pré-fissurées ou pas). De fait, les fissures dues à l'expansion chimique n'étaient pas connectées avec celles du premier chargement *[Fan & Hanson, 1998-a]*.

2.2.3.2 Résistance à l'effort tranchant

Lors d'une expérimentation sur des poutres précontraintes armées ou non transversalement, une chute de résistance au cisaillement de 20 % a été observée, avant que les premiers signes extérieurs d'alcali-réaction ne soient visibles. Par la suite, les poutres ayant des cadres d'effort tranchant ont retrouvé leurs résistances avec l'avancement de l'expansion, alors que celles des poutres sans cadre n'évoluaient plus *[Clayton et al., 1990]*. De même, lors d'essais sur douze poutres provenant de deux ouvrages réels et ne contenant pas de cadres d'effort tranchant, la résistance moyenne à l'effort tranchant a chuté d'environ 25 %. Cette diminution est expliquée par la chute de la résistance en traction mesurée sur des carottes provenant des ouvrages *[Den Uijl et al., 2000]*.
Cependant, en règle générale, aucune réduction de la résistance à l'effort tranchant n'est constatée *[Bach et al., 1992]*, une augmentation est même notée pour des poutres, avec ou sans cadre d'effort tranchant *[Inoue et al., 1989], [Cope & Slade, 1990 et 1992], [Ahmed et al., 1998], [Monette et al., 2002]*. Ainsi, des augmentations de 8,5 % pour des poutres n'ayant que des armatures longitudinales en fibre inférieure et de 11,5% pour des poutres ayant une cage d'armatures complète (aciers tendus et comprimés et cadres d'effort tranchant), par rapport à des poutres témoins saines, ont été mesurées *[Ahmed et al., 1998]*. Enfin, lors d'essais à rupture, des corps d'épreuve ont été cassés sans qu'aucune fissure d'effort tranchant ne soit manifeste sur les poutres réactives, ces observations pouvant être expliquées par le phénomène de "précontrainte chimique" *[Ohno et al., 1989], [Monette et al., 2002]*.

2.2.3.3 Rigidité des poutres

Comme pour l'ensemble des observations concernant l'alcali-réaction, il est difficile de tirer des conclusions générales concernant l'évolution de la rigidité de structures dégradées.
Ainsi, à partir d'un calcul numérique basé sur une analyse aux éléments finis prenant en compte la chute de module du béton (entre 44 % et 62 %) mesurée sur des carottes

issues de l'ouvrage. Blight retrouve le comportement d'un ouvrage réel dégradé lors d'un essai de chargement. Il conclut que l'endommagement de l'alcali-réaction implique une augmentation des déformations du fait de la réduction du module d'Young, mais que les conséquences structurelles ne sont pas suffisantes pour remettre en cause la fonction de l'ouvrage *[Blight et al., 1983]*. Cependant, une autre expérimentation basée sur la comparaison du comportement de piles en T dégradées par rapport à des éléments sains lors d'essais de chargement ne dévoile aucune perte de rigidité des éléments atteints d'alcali-réaction *[Imai et al., 1986]*. Les conclusions d'une revue bibliographique sur le comportement de structures atteintes d'alcali-réaction s'accordent avec ces observations, en indiquant que les capacités portantes de structures endommagées sont en général supérieures à celles prédites à partir des caractéristiques mécaniques du matériau déduites des essais sur éprouvettes ou sur carottes *[Braestrup & Holm, 1989], [Jones & Clark, 1994]*.
En laboratoire, à l'exception de la même expérimentation qui montrait des chutes de capacité portante et qui indiquait des raideurs significativement plus faibles pour les poutres dégradées par l'alcali-réaction par rapport à des poutres saines *[Swamy & Al-Asali, 1990]*, la plupart des auteurs s'accordent en n'observant aucune chute de rigidité des structures dégradées. Ainsi, la comparaison de flèches théoriques de poutres, calculées à partir du module d'Young déterminé sur cylindres, avec les déplacements observés sur poutres lors d'essai en flexion, a montré une rigidité réelle de la structure plus importante que celle prédite *[Inoue et al., 1989]*. Durant une autre campagne d'essais, alors que le module d'Young avait chuté de 66%, la raideur en flexion des poutres n'avait pas été modifiée *[Clark, 1989]*.
En général, les flèches trouvées sont identiques à celles des poutres "témoins" en béton sain *[Fujii et al., 1986], [Inoue et al., 1989]*. Certains auteurs, qui observaient au début de la phase élastique le même comportement en flexion pour les poutres saines et pour les poutres atteintes par l'alcali-réaction, ont noté que la flèche à rupture des poutres réactives était supérieure à celle des poutres non réactives *[Ahmed et al., 1998]* et d'autres auteurs notent que l'effet de la fissuration se fait ressentir plus tôt sur la raideur des poutres saines que sur celle des poutres atteintes *[Abe et al., 1989], [Ohno et al., 1989]*.

2.2.3.4 Bilan

D'une part, les détériorations dues à l'alcali-réaction sont fortement influencées par la formulation des bétons étudiés (nature du granulat réactif, dosage des constituants...). D'autre part, elles pourraient n'intervenir qu'au niveau de la peau du béton *[Bach et al., 1992], [Cope & Slade, 1992], [Bérubé et al., 1989]* ; ce qui pourrait expliquer que les éprouvettes sont, toutes proportions gardées, plus dégradées que les structures. Par conséquent leurs caractéristiques mécaniques ne traduiraient pas le comportement de la totalité de la structure, mais uniquement celui de la peau. Ainsi, les structures, dont le cœur a conservé de bonnes performances, ont une meilleure résistance que celle attendue, comme observé sur des ouvrages réels *[Bérubé et al., 1989]*. Enfin, l'expansion empêchée par les armatures semble engendrer un état de précontrainte dans les poutres, qui pourrait expliquer l'amélioration des performances des poutres au fur et à mesure de l'avancement des réactions, ce qui explique également la bonne résistance des poutres à l'effort tranchant. En effet, le phénomène de "précontrainte

chimique" empêche l'ouverture des fissures causées par les contraintes de cisaillement, et renforce ainsi la résistance.
Cependant, les disparités apparentes entre ces essais montrent la nécessité de modélisations permettant un re-calcul fiable, nécessaire à la compréhension de ces observations souvent contradictoires. Elles mettent également en évidence la nécessité d'une compréhension plus sûre du rôle de l'eau et de celui des armatures dans le développement des effets de l'alcali-réaction. Ces calculs doivent être en mesure de prendre en compte quantitativement l'influence des variations éventuelles de module d'Young, et de résistances mécaniques des bétons dégradés, et les effets des déformations chimiques imposées au sein des structures, afin de déterminer l'état actuel de dégradation de la structure et de prédire son évolution.

2.3 Démarche de re-calcul d'ouvrages

2.3.1 Modélisations

2.3.1.1 Modélisations à l'échelle microscopique

Les modélisations à l'échelle microscopique s'intéressent principalement aux mécanismes de la réaction chimique pour en déduire un gonflement potentiel du matériau.
Ainsi, le modèle de Nielsen *et al.* se base sur le mécanisme réactionnel de Chatterji *[Chatterji et al., 1986]* en considérant que le gonflement est provoqué par la pénétration des ions hydroxyles et alcalins et de l'eau dans le granulat réactif, considéré par simplification comme sphérique. Cette augmentation de volume induit alors des contraintes sur la pâte de ciment proche du granulat réactif. La propagation de la zone fissurée calculée dépend de la taille ou de la teneur des grains réactifs, de la résistance en traction de la pâte de ciment et de la pression interne générée par l'expansion du gel. Cette dernière est estimée à partie des travaux de Bache et Isen sur les efforts nécessaires à la création de "pop-outs" *[Bache & Isen, 1968]*. Les auteurs déterminent alors les effets d'une fluctuation de l'humidité relative extérieure sur l'évolution des contraintes superficielles et internes d'une structure *[Nielsen et al., 1993]*.
Le modèle de Furusawa *et al.* est basé sur le principe que la réaction est pilotée par la diffusion des ions hydroxyles et alcalins à l'intérieur de granulats réactifs, également modélisés sous forme de sphères *[Furusawa et al., 1994]*. Il permet de calculer la cinétique de production de gel en prenant en compte les effets de vase d'expansion de la porosité du ciment entourant le site réactif, ce qui permet d'expliquer l'existence du temps de latence des courbes en S. En outre, il reproduit les effets de température, de proportion de granulats réactifs dans la formulation et des effets des tailles des grains réactifs *[Furusawa et al., 1994]*.
La modélisation de Sellier *et al.*, basée sur les mécanismes réactionnels présentés par Dent-Glasser et Kataoka *[Dent-Glasser & Kataoka, 1981]*, utilise une approche semi-probabiliste pour représenter le caractère aléatoire du béton (taille et répartition des granulats réactifs, porosité du béton). L'hypothèse sur la capacité d'absorption d'eau du gel permet alors d'estimer le volume de gel créé, et l'utilisation du critère de propagation de la fissuration conduit à l'estimation des gonflements induits. Cette

modélisation permet de retrouver l'allure de gonflements expérimentaux et l'effet de pessimum *[Sellier et al., 1996]*.
Pour la représentation de Bazant et Steffens, deux étapes sont distinguées dans le mécanisme : d'abord la création du gel puis son expansion par absorption de l'eau présente dans le béton, absorption dépendant de l'humidité relative dans les pores du matériau. Le béton est représenté par de petits cubes au centre desquels se trouve un granulat réactif, et la cinétique de gonflement est pilotée par la diffusion de l'eau vers le front de réaction. Ce modèle permet d'expliquer des phénomènes de réduction des expansions d'alcali-réaction par l'utilisation de particules réactives de petite taille *[Bazant & Steffens, 2000]*.
D'autres modélisations à l'échelle microscopique ont été réalisées comme celle de Hobbs citée par *[Capra, 1997]* et *[Larive, 1998]* ou de Lemarchand et Dormieux, citée par *[Li, 2002]*, qui permettent de représenter les expansions de mortiers et de bétons. Cependant, si ces modèles permettent d'apporter des explications à certains phénomènes observés lors d'expérimentation, ils n'apportent que peu de résultats aux implications structurelles, à l'exception de celui de Nielsen, qui donne un ordre de grandeur des contraintes pouvant se développer dans la structure. Ils sont dans l'ensemble difficilement utilisables dans le but de prévoir le comportement mécanique d'ouvrages d'art atteints.

2.3.1.2 Modélisations macroscopiques

Pour les gestionnaires d'ouvrages, l'enjeu d'un re-calcul est double. D'une part, ils ont besoin de connaître la force portante présente des ouvrages atteints afin de savoir s'ils sont encore utilisables, en prenant en compte les marges de sécurité adaptées. D'autre part, ils attendent d'un re-calcul, un pronostic d'évolution, afin de déterminer les déformations à venir et de d'estimer les risques de dépassement de l'Etat Limite de Service en terme de flèches, le risque de dépassement de l'Etat Limite Ultime de résistance et de stabilité et le pronostic des effets de réparations éventuelles.
Pour représenter le comportement de structures en béton armé, l'approche de May *et al.* se concentre sur les effets des armatures sur les gonflements, et ainsi, sur l'influence de l'état de contrainte d'une structure sur le développement de l'alcali-réaction. A partir de la donnée de gonflement libre, il calcule les contraintes générées par la présence des armatures et en déduit l'état de déformation de la structure *[May et al., 1992]*, *[May et al., 1996]*. Cependant, cette modélisation ne prend en compte ni les effets de report de gonflements dans les autres directions, montrés par *[Larive et al., 1996]*, ni les effets de l'eau, qui peuvent pourtant être importants dans des structures soumises à des conditions hydriques complexes.
Certains modèles reproduisent les effets de l'alcali-réaction sur des ouvrages en se basant sur des méthodes aux éléments finis, et en utilisant des conditions de déplacements imposés ou en modélisant les effets de l'expansion due à l'alcali-réaction par analogie avec le phénomène de dilatation thermique. Les paramètres de ces représentations sont calés sur des mesures *in situ* afin de reproduire les états de déformations et de contraintes mesurés sur les ouvrages atteints (études bibliographiques de *[Capra, 1997]*, *[Larive, 1998]*, *[Li, 2002]*). Cependant, ces modèles ne se basent pas sur les phénomènes physiques de la réaction.
Il existe encore d'autres modélisations macroscopiques (cf. *[Capra, 1997]*, *[Larive, 1998]*, *[Li, 2002]*). Si la plupart prennent en compte les effets de confinement sur les

gonflements, peu considèrent le rôle de l'eau qui est pourtant primordial dans le cas de barrages dont, souvent, une partie est immergée ou subit l'effet de ruissellement ou de stagnation d'eau, tandis que le reste de la structure est soumise aux aléas climatiques.
Cependant, en basant un module de calcul sur le principe de l'analogie avec la dilatation thermique, Léger *et al.* ont réussi à développer une méthodologie d'analyse de barrages en béton soumis à une alcali-réaction, en prenant en compte les effets de la température, de l'humidité relative, de l'état de contrainte et même le caractère anisotrope de la réaction. Cette représentation a été testée et validée sur le comportement d'ouvrages atteints *[Léger et al., 1996]*.
Afin de proposer un modèle prédictif, Capra et Sellier ont basé leur modélisation sur une approche phénoménologique. Les déformations irréversibles du béton sont calculées à partir de la pression créée par le gel expansif, cette pression dépendant de l'humidité relative du béton. Cette représentation prend en compte l'état de contrainte mécanique de l'ouvrage et permet de calculer les déformations dans une structure réelle à partir d'équations considérant la probabilité de fissuration *[Capra & Sellier, 2003]*. Ce modèle permet de retrouver le comportement anisotrope d'éprouvettes en gonflement libre et sous chargement issues de l'étude *[Larive, 1998]*. Ce calcul peut être mené sur des structures plus complexes afin de prévoir leur comportement mécanique à long terme *[Capra & Sellier, 2003]*.
Enfin, à l'aide d'une approche thermodynamique, au cours de laquelle elle associe une force thermodynamique à la vitesse d'avancement de la réaction, Larive développe une modélisation prenant en compte la modification de diffusion des produits de réaction au cours du temps *[Larive, 1998]*, et ainsi capable de représenter les courbes de gonflement en "S", établies expérimentalement (Figure I-5). La déformation d'origine chimique intervient localement comme une déformation imposée. Elle peut être directement identifiée par des essais de gonflement libre. A partir de cette loi et des expérimentations de *[Larive, 1998]*, Li a complété la modélisation pour prendre en compte les effets de l'eau et de la température *[Li, 2002]* et implémenter ce modèle dans CESAR-LCPC afin d'effectuer des calculs sur des structures complexes. Ce travail a été effectué dans le cadre de l'établissement d'une méthodologie d'expertise utilisant comme base les trois types de données généralement disponibles dans le cadre de l'expertise d'un ouvrage atteint d'alcali-réaction : le gonflement résiduel, qui caractérise la capacité de déformation du matériau composant la structure au moment de l'essai, les données de l'environnement (température et humidité) et les mesures *in situ*, qui fournissent l'évolution des désordres (déplacements, fissurations...) de la structure atteinte *[Li & Coussy, 2002]*. Les conditions environnementales permettent d'effectuer des calculs de diffusion thermique et hydrique et de connaître ces deux paramètres en tout point de la structure. En considérant que le gonflement libre du béton est proportionnel à l'avancement de la réaction, l'historique des gonflements de la structure est établi en calant les paramètres du modèle de Larive *[Larive, 1998]* à partir de la donnée de gonflement résiduel et des mesures sur structures. Des calculs prédictifs peuvent alors être effectués afin de prédire le comportement futur de l'ouvrage et les risques de désordres *[Li & Coussy, 2002], [Li, 2002], [LPC, 2003]*.

2.3.2 Validation d'une démarche de re-calcul d'ouvrage

Les gestionnaires d'ouvrages désirent connaître l'état actuel des structures endommagées par l'alcali-réaction et l'évolution de leur comportement. Dans ce but,

des modélisations et des méthodologies ont été développées. La validation sur structures réelles est particulièrement difficile et peu précise du fait de la lourdeur de l'équipement à prévoir pour caractériser le comportement d'ouvrages *in situ*, et des nombreux paramètres souvent difficiles à déterminer précisément (formulation exacte du béton, position exacte des armatures...). En outre, sur ouvrages réels, l'alcali-réaction s'est déjà développée suffisamment pour provoquer des déformations significatives, ainsi les représentations nécessitent un calage dont la précision est toujours difficile à juger.

La validation quantitative de méthodologies de re-calcul d'ouvrage, qui fait l'objet de ce travail, nécessitait donc de s'appuyer sur des données plus simples et mieux contrôlées que sur ouvrage d'art *in situ*, et néanmoins représentatives de la complexité des facteurs influents. La démarche a donc consisté, d'une part, à fournir dans le cas de structures simples atteintes d'alcali-réaction, toutes les données d'entrée qu'il était envisageable d'obtenir dans le cas d'ouvrages réels et nécessaires aux modélisations et, d'autre part, un ensemble complet de données de validation représentant l'état réel de déformations des structures afin de confronter le résultat des modélisations à ces mesures et de valider leur représentativité. Ces essais étant effectués en laboratoire, les mesures ne pouvaient être que d'une précision supérieure. En outre, l'historique de toute la structure pouvait être suivi et contrôlé précisément, puis de la fabrication du béton jusqu'à l'exposition en environnement climatisé.

Les données d'entrée sont alors de deux natures :

- caractérisation du matériau : paramètres du comportement mécanique et potentiel de gonflement,
- données d'environnement : température et conditions hydriques de conservation.

Ces données permettent la validation de modèles macroscopiques, comme ceux développés dans *[Li, 2002]*, *[Capra & Sellier, 2002]*, *[Poyet, 2003]*, par confrontation avec les états de déformations réels, qui ont été totalement caractérisés par mesure des déformations et des déplacements des structures modèles étudiées.

3 - Définition du programme expérimental

3.1 Définition des structures d'essai

La finalité du programme développé est d'apporter une aide à l'évaluation de l'état actuel et à venir des structures dégradées par l'alcali-réaction. Les questions posées par les gestionnaires portent sur la force portante de l'ouvrage, l'évolution des désordres, voire des moyens de réparation. Afin de fournir des réponses fiables, cette évaluation doit reposer sur des calculs mécaniques adaptés aux phénomènes complexes de cette pathologie et à la complexité des conditions propres aux ouvrages atteints.
Ce programme expérimental devait fournir des données à une échelle de validation intermédiaire entre les essais de laboratoire sur éprouvettes et les mesures sur ouvrages réels, avec une connaissance maîtrisée des matériaux et des conditions d'environnement. En outre, afin d'être représentatif des ouvrages réels, il devait apporter des données quantifiées et précises sur l'effet des différents paramètres intervenant sur le développement des expansions d'alcali-réaction, notamment les apports d'eau et l'influence des contraintes.
Dans ce but, ce programme devait fournir un nombre important de mesures, permettant de caractériser au mieux les conséquences de l'alcali-réaction sur les structures. La multiplication des mesures complémentaires était nécessaire pour s'affranchir de résultats contradictoires souvent liés au caractère anisotrope et dispersé des effets de la réaction.

3.1.1 Définitions des conditions environnementales des corps d'épreuve

Cette expérimentation devait à la fois suivre des structures dans un environnement complexe afin d'être représentative de structures réelles mais également pouvoir être étudiée assez facilement pour éviter d'avoir un trop grand nombre de paramètres à analyser pour être interprétée.
Larive ayant montré que la température n'avait pas d'impact sur les gonflements finaux provoqués par l'alcali-réaction *[Larive, 1998]*, ces effets ne devaient pas de nouveau être étudiés pendant cette étude. Ainsi, la température de toutes les expérimentations a été fixée à 38°C. Cette température devait permettre une stabilisation des gonflements après une durée de développement de l'ordre de l'année.
En revanche, un des buts principaux étant d'approfondir les connaissances concernant l'influence de l'eau dans le développement de l'alcali-réaction dans des structures, il était nécessaire d'imposer des conditions hydriques originales permettant de provoquer des conditions d'avancement de la réaction différentes dans le corps d'épreuve.
Dans un souci de simplicité, deux environnements successifs ont été choisis. Pendant une première période de 14 mois, les corps d'épreuve sont soumis à un gradient de séchage vertical obtenu par immersion de leur partie basse dans un bac d'eau, par exposition de leur surface supérieure à de l'air à 30 % d'humidité relative et par étanchéité de leurs faces latérales, recouvertes de trois couches d'aluminium autocollant *[Toutlemonde & Le Maou, 1996]* (Figure I-6). Un tel gradient devait permettre l'arrêt de l'alcali-réaction dans une partie significative de la hauteur des structures afin de provoquer un gradient vertical d'avancement de la réaction significatif.

Puis, afin d'analyser l'effet d'un apport d'eau tardif sur des poutres déjà déformées et pour lesquelles l'alcali-réaction est stabilisée dans une partie de leur volume, les conditions hydriques des poutres sont modifiées par mise en eau de leur face supérieure pendant une période de neuf mois (Figure I-6).
La phase de séchage intervient après une cure de 28 jours sous aluminium.

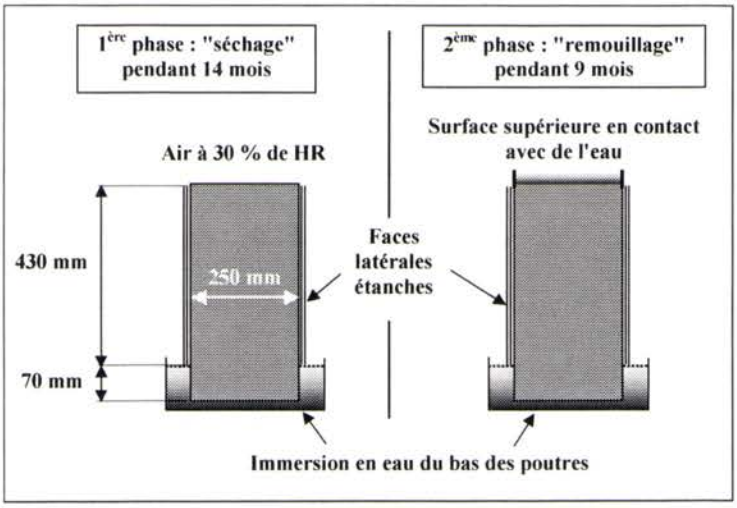


Figure I-6 : Conditions hydriques des corps d'épreuve

3.1.2 Définition mécanique des corps d'épreuve

Afin de permettre une analyse mécanique simple, basée sur la théorie de la résistance des matériaux, le choix s'est porté sur des structures élémentaires de type "poutres isostatiques". Cette forme de structure à une dimension est représentative de parties de pont où le ferraillage et la géométrie ont une direction privilégiée. Selon cette grande dimension, l'effet du gradient de déformations dues à l'alcali-réaction doit se traduire par une courbure dont les effets seront mesurables, avec une flexion si possible importante, et pourront corroborer l'analyse locale.

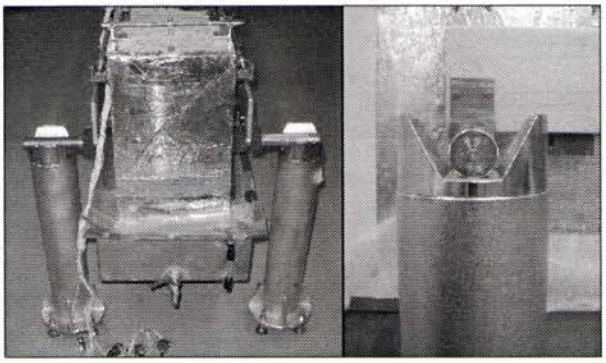


Figure I-7 : Appuis simples glissants des poutres

Les poutres reposent sur deux appuis simples glissants des deux côtés. Leur conception est telle qu'aucun gonflement n'est empêché (Figure I-7). Ces appuis permettent une manutention facile.

3.1.3 Définitions géométriques des corps d'épreuve

Du fait de l'hétérogénéité des gonflements d'alcali-réaction *[Larive et al., 2000-a]*, une attention particulière a été portée à la représentativité des mesures. Ainsi, toutes les mesures devaient être au minimum doublées, et même triplées pour les mesures internes au béton pour lesquelles les capteurs ne pouvaient être remplacés en cours d'étude. L'expérience préalablement acquise en laboratoire pour la mesure des déformations de béton réactif *[Larive, 1998]* a conduit à choisir des extensomètres à corde vibrante à faible raideur, de conception nouvelle *[Joly, 1999]*, *[Bourquin & Joly, 2001]* pour effectuer ces mesures de déformations internes *[Larive et al., 2000-c]*. Ces capteurs de raideur minimum ne perturbent pas les gonflements d'alcali-réaction et ont une durée de vie élevée même dans des conditions extrêmes d'humidité comme celles de ces corps d'épreuve. En outre, les mesures automatisées de ces capteurs permettaient d'effectuer des relevés hebdomadaires en un minimum de temps.
Pour que le béton soit représentatif de celui d'ouvrages d'art, les granularités des matériaux utilisés atteignent des tailles de 20 mm. La base de mesure par extensomètres à corde vibrante devant être cohérente avec la taille du plus gros granulat, la mesure devait être effectuée sur une base de l'ordre de la centaine de millimètres. En outre, pour diminuer l'effet d'inclusion de ces capteurs pendant la mise en œuvre du béton et toute la durée des gonflements, la taille des corps d'épreuve devait être suffisamment importante. Du fait du caractère anisotrope des gonflements d'alcali-réaction *[Larive et al., 2000-a]*, les mesures ont été effectuées dans les trois directions. Enfin pour représenter précisément l'effet du gradient de séchage sur la hauteur de la poutre, plusieurs niveaux de profondeur de mesure devaient être possibles.
Les dimensions des poutres ont ainsi été fixées à : 0,25 m de large, 0,50 m de haut et 3 m de long pour prendre en compte le nombre important et la taille des capteurs et pouvoir tenir dans une salle climatisée dont le volume était fixé à 72 m² de surface pour une hauteur utile de 4 m. La réalisation du coffrage a conduit à fixer une portée de 2,80 m permettant de respecter les hypothèses de résistance des matériaux avec un rapport de hauteur de poutre sur portée supérieur à 1/5 (plan de coffrage en Annexe 1).

3.1.4 Ferraillage des corps d'épreuve armés

Les cages d'armatures des poutres devaient être représentatives de différents éléments d'ouvrages d'art réels ayant des taux de ferraillage très différents (zone armée au ferraillage minimum et zone fortement armée comme les talons de poutres d'ouvrages d'art).
Le choix s'est ainsi porté sur un ferraillage faible, constitué de deux aciers haute adhérence de diamètre 10 mm en fibre supérieure et de deux aciers HA de diamètre 16 mm en fibre inférieure, ce qui représente un taux de 0,45 %, supérieur à la condition de non fragilité en flexion simple du BAEL (de l'ordre de 0,15 %) *[BAEL, 1999]*. Les armatures d'effort tranchant sont constituées de cadres HA de diamètre 8 mm espacés de 0,35 m, soit environ 0,9.d (avec d, bras de levier entre la résultante du béton comprimé et les aciers tendus - cf. Annexe 1).

Pour le taux de ferraillage élevé, la cage d'armature est constituée de 2 HA 20 en fibre supérieure et 2 HA 32 en fibre inférieure, ce qui permet d'obtenir un taux de 1,8 %. Le ferraillage transversal est constitué de cadres HA 12 espacés de 0,20 m (cf. Annexe 1). Ces ferraillages ont été déterminés pour obtenir une rupture finale en Pivot A, ce qui est couramment visé pour le dimensionnement de poutres d'ouvrages d'art.

3.1.5 Bilan : caractéristiques des corps d'épreuve

Afin d'analyser le comportement des poutres soumises à l'alcali-réaction, il était important de faire la part des gonflements de nature chimique par rapport aux déformations d'origine hydrique (retrait de séchage et absorption d'eau). Dans ce but, des poutres témoins en béton non réactif ont été réalisées. Afin de limiter le nombre de paramètres, nous n'avons retenu que deux formulations de béton ayant des résistances moyennes typiques de l'ordre de grandeur de celles du parc d'ouvrages atteints existants (B30 à 35 avec un ratio E/C de l'ordre de 0,5).

Pour pouvoir interpréter les mesures concernant le comportement de structures soumises au seul gradient hydrique, sans perturbation causée par la présence d'armatures, trois poutres sont non armées :

- P1 en béton réactif sous dopé en alcalins (dosage de l'ordre de 1 % au lieu de 1,25 % pour le dosage des autres bétons - cf. paragraphe 3.2),
- P2 en béton réactif,
- P3 en béton non réactif.

Pour étudier l'influence des armatures, trois autres poutres ont été réalisées :

- P4 en béton réactif et avec l'option de ferraillage faible,
- P5 en béton réactif et avec l'option de ferraillage élevé,
- P6 en béton non réactif et avec l'option de ferraillage faible.

Le programme expérimental sur poutres est récapitulé dans le Tableau I-2 :

Poutres	Formulation	Armature inférieure	Armature supérieure	Cadres
P1	Réactive*	-	-	-
P2	Réactive	-	-	-
P3	Non Réactive	-	-	-
P4	Réactive	2 HA 16	2 HA 10	HA 8, espacés de 0,35 m
P5	Réactive	2 HA 32	2 HA 20	HA 12, espacés de 0,20 m
P6	Non Réactive	2 HA 16	2 HA 10	HA 8, espacés de 0,35 m

* : béton sous dopé en alcalins (dosage de l'ordre de 1 %)

Tableau I-2 : Récapitulatif des caractéristiques des poutres

Après 23 mois d'exposition (14 mois de séchage et 9 mois de remouillage), les poutres ont été testées en flexion 4 points, afin de tester la capacité prédictive des modèles vis-à-vis de la capacité portante et du mode de ruine de ces éléments.

3.2 Définition des mesures de caractérisation des matériaux

3.2.1 Caractérisation du potentiel de déformation

La caractérisation du potentiel de déformation répond à quatre objectifs :

- connaître le potentiel initial de déformation des bétons en fonction de leur conservation, complétant ainsi la description de l'influence des apports d'eau et fournissant la donnée nécessaire au re-calcul des poutres,
- analyser l'essai d'expansion résiduelle et valider la capacité de la démarche de Li *[Li, 2002]* à retrouver l'historique des déformations à partir de ce type d'essai,
- étudier le comportement des bétons lors d'un apport d'eau tardif, afin de compléter les connaissances concernant le vieillissement du gel,
- compléter l'étude précédente de gonflements sous contraintes *[Larive, 1998]*, avec l'étude de gonflement sous contrainte tri-axiale.

3.2.1.1 Caractérisation du potentiel initial de gonflement

La caractérisation du potentiel initial de gonflement a été effectuée sur des "blocs" de béton (éprouvettes cylindriques 16x32 et prismatiques 14x14x28) et sur des carottes 11x22 issues de "blocs" identiques. Pour cette série d'essais, les mesures ont démarré après 28 jours de cure sous aluminium.

L'utilisation de deux formes de "blocs" distinctes (cylindres 16x32 et prismes 14x14x28) permet d'évaluer le caractère anisotrope des gonflements de l'alcali-réaction. Les cylindres 16x32 sont coulés verticalement et la mesure de déformations sur "blocs" cylindriques 16x32 et sur carottes issus de tels "blocs" est effectuée parallèlement à l'axe des cylindres, ce qui permet de déterminer le potentiel de déformation parallèle à la direction de coulage. Les prismes, qui sont coulés horizontalement et dont la mesure de déformation est également parallèle à leur axe, permettent d'obtenir le potentiel de déformation perpendiculaire à la direction de coulage.

Dans cette étude, les "blocs" représentent une structure fictive, origine de l'ensemble des carottes. La mesure de déformations de ces "blocs" permet de connaître les gonflements de cette "structure" sans aucun remaniement mécanique ou hydrique (carottage sous eau), ils constituent ainsi une référence pour tous les autres essais de caractérisation de gonflement. Les carottes, quant à elles, permettent de se placer dans les conditions d'un essai d'expansion résiduelle sur structure qui commencerait avant les premiers gonflements. Ces mesures sont utilisées comme référence pour les essais d'expansion résiduelle à 98 et 183 jours (qui interviennent après un développement significatif de la réaction).

En cohérence avec les essais sur poutres, et du fait de la différence d'évolution des gonflements en fonction des apports d'eau *[Larive et al., 2000-b]*, quatre conservations des éprouvettes ont été retenues pour l'ensemble de la durée des mesures :

- à 30 % d'humidité relative et 38°C,
- sous aluminium à 38°C,
- en eau à 38°C,
- à 100 % d'humidité relative et 38°C.

Les trois premières conservations permettent de connaître précisément le potentiel de gonflement des différentes parties des poutres, du fait de leur état d'hygrométrie (séchage de la partie haute, sans modification pour la partie médiane, imbibition en partie basse). La conservation à 100 % de HR est, quant à elle, représentative des conditions de l'essai d'expansion résiduelle. En fait, il faut signaler que dans le cas des éprouvettes placées à 30 %, 100 % de HR et en eau, les mesures obtenues ne sont pas

tout à fait des données "matériau", du fait du développement de gradients d'humidité entre le cœur et la surface des éprouvettes, qui peuvent alors être assimilées à des structures de petite taille. En ce qui concerne la conservation en atmosphère humide et en eau, les variations de masse se stabilisent rapidement, ce qui illustre un arrêt rapide des mouvements d'eau et donc une homogénéité des conditions hydriques des éprouvettes permettant de considérer les mesures comme des données "matériau". En revanche, dans le cas du séchage, la variation de masse se prolonge plus longtemps et la donnée de retrait obtenue n'est pas intrinsèque au béton mais elle est dépendante de la forme et du volume de l'éprouvette.
Enfin, afin d'analyser le comportement "vieillissant" des gels de l'alcali-réaction *[Larive, 1998], [Li, 2002]*, tous les "blocs" conservés sous aluminium et à 100 % de HR ont été mis en eau et ceux conservés en eau ont été placés à 30 % d'humidité relative, après deux ans de suivi de leur déformation dans les conditions initiales.
Le Tableau I-3 récapitule l'ensemble de ces expérimentations :

	Conservation	Géométrie	Nature	Direction de mesure par rapport au coulage	Conservation après deux ans
Cylindres	A 30 % de HR	16x32	3R	Parallèle	-
	A 30 % de HR	16x32	3NR	Parallèle	-
	Sous aluminium	16x32	3R	Parallèle	En eau
	Sous aluminium	16x32	3NR	Parallèle	-
	En eau	16x32	3R	Parallèle	A 30 % de HR
	En eau	16x32	3NR	Parallèle	-
	A 100 % de HR	16x32	3R	Parallèle	En eau
Prismes	Sous aluminium	14x14x28	3R	Perpendiculaire	En eau
	En eau	14x14x28	3R	Perpendiculaire	A 30 % de HR
	A 100 % de HR	14x14x28	3R	Perpendiculaire	En eau
Carottes	Sous aluminium	11x22 issues de 16x32	3R	Parallèle	
	En eau	11x22 issues de 16x32	3R	Parallèle	
	A 100 % de HR	11x22 issues de 16x32	3R	Parallèle	
	Sous aluminium	11x22 issues de 14x14x28	3R	Perpendiculaire	
	En eau	11x22 issues de 14x14x28	3R	Perpendiculaire	
	A 100 % de HR	11x22 issues de 14x14x28	3R	Perpendiculaire	

Tableau I-3 : Récapitulatif des essais de caractérisation du potentiel de gonflement initial (R, pour formulation réactive, NR, pour formulation témoin non réactive, 3 éprouvettes de chaque sorte)

3.2.1.2 Essais d'expansion résiduelle

L'objectif de cette partie du programme expérimental est, d'une part, d'approfondir les connaissances sur l'essai d'expansion résiduelle *[Fasseu, 1997]* et de compléter le retour d'expérience quant à son utilisation, et, d'autre part, d'apporter des données d'entrée à la méthodologie d'évaluation des structures atteintes développée par le LCPC *[Li, 2002]*.
Dans ce but, des "blocs" cylindriques et prismatiques, semblables à ceux du paragraphe précédent ont été réalisés lors du même coulage. Après 28 jours de cure sous aluminium à 20°C, ils ont été placés dans trois environnements distincts (à 100 % d'humidité relative, en eau et sous aluminium à 38°C).
Des essais d'expansion résiduelle à 100 % de HR ont alors été réalisés sur des carottes 11x22 issues de ces "blocs", 98 et 183 jours après le coulage (Tableau I-4). Ils permettent de déterminer le potentiel de déformation des bétons suivant deux

directions perpendiculaires, alors que l'alcali-réaction est plus ou moins avancée, en fonction de la conservation initiale et de la date de carottage.

Géométrie avant carottage	Conservation avant carottage	Nature	Direction de mesure par rapport au coulage	Conservation après carottage
Cyl. 16 x 32	A 100 % de HR	3R	Parallèle	100 % de HR
	En eau	3R	Parallèle	100 % de HR
	Sous aluminium	3R	Parallèle	100 % de HR
Pr. 14x14x28	A 100 % de HR	3R	Perpendiculaire	100 % de HR
	En eau	3R	Perpendiculaire	100 % de HR
	Sous aluminium	3R	Perpendiculaire	100 % de HR
Cyl. 16 x 32	A 100 % de HR	3NR	Parallèle	100 % de HR
	En eau	3NR	Parallèle	100 % de HR
	Sous aluminium	3NR	Parallèle	100 % de HR
Pr. 14x14x28	A 100 % de HR	3NR	Perpendiculaire	100 % de HR
	En eau	3NR	Perpendiculaire	100 % de HR
	Sous aluminium	3NR	Perpendiculaire	100 % de HR

Tableau I-4 : Récapitulatif des essais de gonflement résiduel effectués 98 et 183 jours après le coulage des "blocs" (R, pour formulation réactive, NR, pour formulation témoin non réactive, 3 carottes de chaque sorte)

3.2.2 Caractérisation des formulations

La caractérisation mécanique des bétons est nécessaire à la prévision du comportement mécanique et de la capacité portante des poutres. En outre, il s'agit de données d'entrée fondamentales pour les modèles de calcul. Pour de nombreux auteurs, les caractéristiques mécaniques des bétons endommagés par l'alcali-réaction évoluent de façon importante. A 38°C, la majorité des gonflements ont lieu pendant la première année *[Larive, 1998]*. Par conséquent, pour caractériser ce matériau de manière assez fine, en particulier dans la période pendant laquelle le matériau évolue beaucoup, cinq échéances de mesures ont été fixées : 28 et 90 jours, 6 mois, 1 an puis 2 ans après le coulage, la dernière date correspondant à l'échéance d'essai mécanique des poutres à rupture. Tous les essais sont effectués sur trois éprouvettes identiques.

Les caractéristiques mécaniques testées sont la résistance en compression, le module d'Young (et le coefficient de Poisson pour quelques échéances) mesurés sur cylindres 16x32, et deux résistances par fendage : une résistance, dite verticale, mesurée sur des carottes 11x22 issues de cylindres 16x32 et une résistance, dite horizontale, mesurée sur carottes issues de prismes 14x14x28. Une distinction est donc faite suivant la direction de coulage pour analyser l'effet de l'anisotropie des gonflements sur la résistance en traction. En effet, la fissuration des éprouvettes étant majoritairement horizontale et donc perpendiculaire au coulage *[Larive et al., 2000-a]*, la résistance verticale pourrait être moins affectée par l'alcali-réaction que la résistance horizontale. Cependant, dans ce dernier cas, il est difficile de savoir selon quelle génératrice l'essai est effectué, et donc de savoir si l'essai de fendage sollicite l'éprouvette selon un plan parallèle ou perpendiculaire au coulage. Statistiquement, la moyenne pourrait tout de même être différente.

D'autre part, le développement de l'alcali-réaction étant fortement influencé par les apports d'eau, deux modes de conservations des éprouvettes ont été considérés : sous aluminium et en eau. Devant le grand nombre d'éprouvettes, les deux conservations ne pouvaient être effectuées à toutes les échéances. La conservation sous aluminium, représentant la situation de la plus grande partie du béton des poutres pendant les 14

premiers mois, et proche de l'état du béton au cœur des ouvrages a été privilégiée. Ainsi, le béton sous aluminium a été caractérisé à chaque échéance, tandis que le béton en eau n'a été testé qu'à 2 ans, date à laquelle les poutres sont complètement en eau depuis 9 mois. Tous ces essais ont été effectués sur les deux bétons.
Les évolutions des masses et les déformations des éprouvettes de caractérisation de la dernière échéance ont été suivies pendant toute la durée de l'étude jusqu'à leur rupture pour vérifier qu'elles s'inscrivaient dans les fuseaux d'évolutions des autres gâchées.
Par ailleurs, la porosité et la masse volumique des deux bétons ont été mesurées sur des échantillons issus de la poutre réactive P2 et de la poutre témoin P3 après les essais à rupture, c'est-à-dire après les deux ans d'exposition dans la salle climatisée.

3.3 Essais sur éprouvettes sous contraintes multi-axiales

La présente étude de gonflements sous contraintes doit permettre d'appréhender le comportement en fluage des deux bétons étudiés, et d'effectuer une étude précise de gonflements d'alcali-réaction dans les états de contraintes tri-axiales. Ces essais doivent permettre de caractériser une éventuelle relation entre les déformations chimiques et les contraintes en appliquant et en maintenant des chargements axiaux et latéraux indépendants sur des éprouvettes.
Afin d'utiliser un matériel existant *[Larive, 1998]*, *[Clément & Le Maou, 2000]*, les éprouvettes utilisées pour cette étude sont des cylindres de diamètre 130 mm et de hauteur 240 mm *[Larive, 1998]*. Lors de l'étude de dimensionnement préliminaire, utilisant les modules TEXO et MEXO de Cesar-LCPC modifiés par Li pour simuler une alcali-réaction *[Li, 1999]* et en lien avec l'étude Larive *[Larive, 1998]*, deux niveaux de chargement ont été retenus : 10 et 20 MPa, en plus d'une contrainte axiale nulle *[Multon, 1999]*. Les contraintes longitudinales sont appliquées par l'intermédiaire de bâtis de fluage *[Clément & Le Maou, 2000]*.
La contrainte radiale provient du gonflement du béton réactif, empêché par une coque métallique. Plus la réaction se développe, plus la contrainte au cœur de l'éprouvette augmente. Les calculs préliminaires, effectués pour dimensionner l'épaisseur de la coque, ont permis de retenir une coque de 3 mm d'épaisseur pour provoquer une contrainte atteignant en fin de réaction une valeur proche de 8 MPa, et une coque de 5 mm pour atteindre une contrainte proche de 12 MPa (ces calculs ont été effectués avec une hypothèse de gonflement isotrope de 0,1 % d'expansion finale) *[Multon, 1999]*. Par ce procédé, le béton témoin non réactif ne pouvait jamais connaître de contrainte radiale. Le béton non réactif a donc été soumis uniquement à des chargements uniaxiaux.
Enfin, la coque est constituée d'anneaux métalliques de 10 mm de haut, totalement indépendants les uns des autres afin d'éviter au maximum le frottement entre la coque et le béton qui gênerait les libres déformations.
Après 28 jours de cure à 20°C sous aluminium étanche, les éprouvettes sont placées à 38°C sous trois couches d'aluminium et de résine étanches.

Le Tableau I-5 récapitule l'ensemble de ces essais :

		Frettage		
		Aucun	3 mm	5 mm
Contrainte axiale	0 MPa	4R + 4NR	4R	4R
	10 MPa	4R + 4NR	4R	4R
	20 MPa	4R + 4NR	4R	4R

Tableau I-5 : Récapitulatif des essais de gonflement sous contrainte (R, pour formulation réactive, NR, pour formulation témoin non réactive, 4 éprouvettes de chaque sorte)

3.4 Suivi hydrique des poutres

L'originalité du programme expérimental sur poutres est principalement liée aux conditions hydriques imposées, dont on attend une influence cruciale sur le développement de l'alcali-réaction. Ces conditions ont pu être obtenues grâce à la réalisation de deux salles climatisées dont la qualification est détaillée dans le chapitre suivant. Les modélisations de l'alcali-réaction calculent au préalable la distribution hydrique en tout point de la structure à l'aide de modélisations des transferts hydriques : modèle de *[Mensi et al., 1988]* utilisé dans *[Capra, 1997]*, modèle de *[Mainguy et al., 1999]* utilisé dans *[Li, 2002]*. Afin de pouvoir caler les résultats des calculs hydriques qui conditionnent clairement la qualité des calculs "chémo-mécaniques" ultérieurs, il était nécessaire de prévoir un nombre important de mesures pour caractériser les différents phénomènes hydriques se développant dans les structures.

3.4.1 Variations de masse globale des poutres

La mesure de masse est, en général, une technique facile à mettre en œuvre pour caractériser les mouvements hydriques dans des éprouvettes soumises à un séchage *[Baroghel-Bouny, 1994]*, *[Toutlemonde & Le Maou, 1996]*. Dans le cadre de structures de plus de 900 kg, dont les variations de masse ont été évaluées de l'ordre de quelques kilogrammes, cette méthode est plus complexe. Un banc de pesage a donc été spécialement conçu pour déterminer, avec une grande précision, la variation de masse de ces structures *[Multon et al., 2003-b]*, son principe est détaillé dans le deuxième chapitre.

3.4.2 Profils de séchage

Cependant, cette mesure globale qui fournit une donnée importante pour la modélisation des transferts hydriques, ne permet pas de représenter précisément les effets conjugués du séchage (en partie haute) et de l'immersion (en partie basse puis en partie haute) sur les variations locales de teneur en eau sur la hauteur des poutres. Des moyens de mesures ont donc dû être prévus pour quantifier les conséquences des conditions aux limites hydriques sur l'humidité relative interne des poutres et sur les variations de teneur en eau.

Deux techniques de mesure complémentaires ont donc été utilisées, des sondes capacitives d'humidité relative et un banc mobile de gammadensimétrie.

Pour la technique de sondes capacitives, quatre réservations ont été prévues dans le coffrage, les capteurs étant placés à l'intérieur de ces cavités lors de la mise en salle

(cf. Figure I-8 pour leurs emplacements et Chapitre 2 pour le détail de mise en œuvre de cette mesure).
En revanche, pour la technique de gammadensimétrie, aucun appareillage existant ne permettait la mesure sur de telles structures, un banc automatisé a donc spécialement été conçu afin de mesurer les variations locales de masse sur la hauteur des poutres *[Multon et al., 2003-b]*. Sa conception est détaillée dans le Chapitre 2.
Les trois techniques de suivi hydrique ont permis d'établir précisément l'évolution des transferts hydriques au cours du temps, et ainsi de détecter l'avancée des fronts de séchage et d'imbibition. Au total une banque de données importantes a été obtenue pour valider la modélisation des transferts hydriques, qu'il y ait ou non alcali-réaction *[Multon & Toutlemonde, 2003]*.

3.5 Suivi structurel des structures

Le re-calcul d'ouvrages atteints vise en particulier à calculer l'état de déformation de la structure et son évolution. Pour valider des méthodologies de re-calcul d'ouvrages, il est donc nécessaire d'effectuer une détermination expérimentale aussi complète que possible de la déformation des structures modèles. Un nombre important de mesures de déformations et de déplacements a ainsi été effectué.

3.5.1 Déformations des structures

Afin d'effectuer ces mesures de déformations et de fournir un maximum de mesures complémentaires, des extensomètres à corde vibrante sans raideur ont été utilisés. D'une part, des extensomètres de 85 mm de base de mesure noyés dans le béton permettent de déterminer le comportement local du béton à l'intérieur des structures. D'autre part, des extensomètres ayant des bases de mesure égales aux trois dimensions des poutres (0,25 m, 0,50 m et 3 m), permettent de mesurer les variations dimensionnelles globales des corps d'épreuve. L'intérêt des capteurs spécifiques développés par Joly *[Joly, 1999]* est ainsi manifeste, l'ensemble de ces extensomètres fonctionnant sur le même principe peut faire l'objet d'un conditionnement et d'une acquisition globale.

3.5.1.1 Mesure de déformations locales internes

Le plan d'instrumentation a été défini pour prendre en compte les conditions d'environnement des poutres et les caractéristiques de l'alcali-réaction.
Ainsi, pour représenter finement les effets de pénétration des fronts de séchage et d'imbibition, et compte tenu des dimensions des corps d'épreuve et des extensomètres, quatre niveaux de mesures internes ont été retenus : 0,08 m, 0,17 m, 0,27 m et 0,37 m par rapport à la face de séchage (Figure I-8).
Le caractère anisotrope des déformations provoquées par l'alcali-réaction *[Larive et al., 2000-a]* a imposé de mesurer les déformations dans les trois directions : longitudinale, transversale et verticale (Figure I-8).
En outre, l'hétérogénéité de ces gonflements *[Larive et al., 2000-a]* a conduit à tripler le maximum de mesures. Le gradient d'humidité relative étant parfaitement vertical, et les mesures étant effectuées loin des appuis, toutes les sections droites de la poutre sont équivalentes du point de vue mécanique, ce qui a permis de mettre en œuvre des mesures redondantes (Figure I-8).

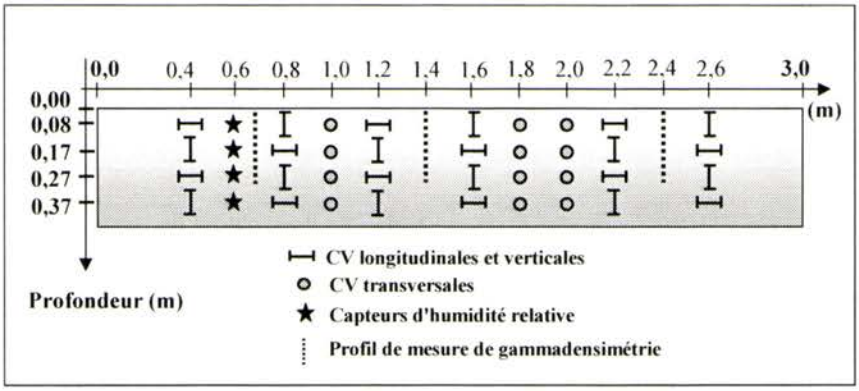


Figure I-8 : Plan d'instrumentation des mesures de déformations internes au béton (origine des profondeurs prise au niveau de la face supérieure)

3.5.1.2 Mesure de déformations globales externes

Les déformations longitudinales ont été mesurées à trois profondeurs (0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de la face de séchage) sur les deux faces de chaque poutre. Du fait de la faible largeur des structures et du problème d'encombrement en surface des poutres, il ne semblait pas indispensable de tripler ces mesures (Figure I-9).

En ce qui concerne les mesures transversales, elles ont été effectuées sur les faces supérieure et inférieure (profondeurs de 0,00 m et de 0,50 m) et ont été triplées (Figure I-9).

Enfin, les déformations verticales ont été mesurées trois fois sur chaque face. Compte tenu de l'hypothèse de gradient d'humidité relative vertical, ces six cordes vibrantes permettent des mesures équivalentes (Figure I-9).

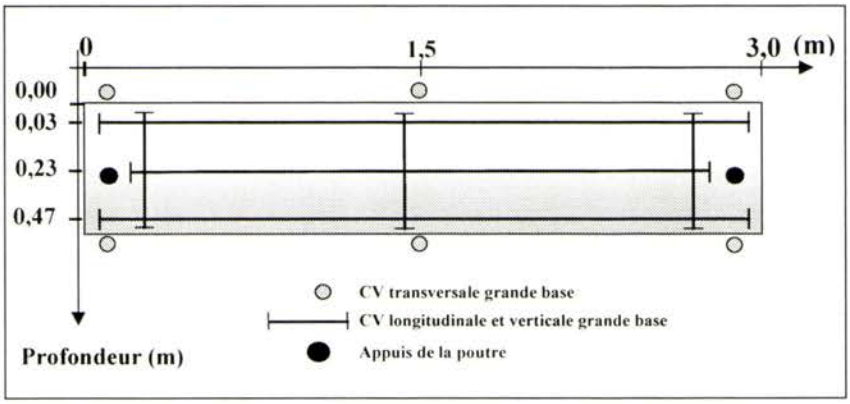


Figure I-9 : Plan d'instrumentation des mesures de déformations externes au béton (6 dans chaque direction, les mesures longitudinales et verticales sont effectuées sur les deux faces latérales des poutres)

3.5.2 Mesures de flèches

Afin de compléter ces mesures de déformations globales des structures, une technique classique de mesure de déplacement a également été mise en œuvre. Ainsi, la flèche

des poutres est mesurée par cinq capteurs de déplacement sur chacune des faces, ce qui doit permettre de représenter finement l'allure de la déformée des poutres, en minimisant l'effet des singularités locales. En outre, du fait du comportement symétrique attendu des poutres, les capteurs placés en vis-à-vis sur les deux faces des poutres effectuent des mesures équivalentes. La position des capteurs est indiquée sur la Figure I-10.

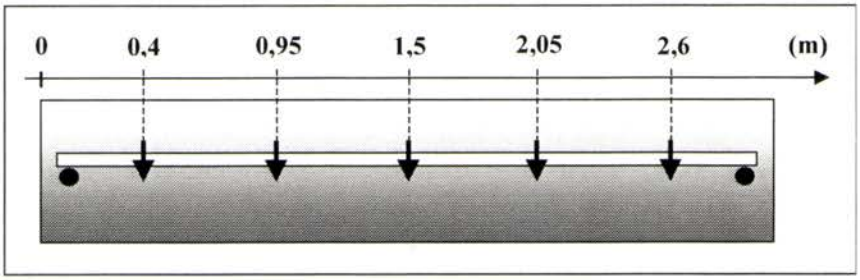


Figure I-10 : Plan d'instrumentation des capteurs de déplacement (les mesures de déplacement sont effectuées sur les deux faces des poutres)

3.5.3 Essai de flexion

Après 23 mois d'exposition en salle, les poutres sont sorties. Un essai de flexion quatre points est alors conduit jusqu'à rupture pour déterminer leur rigidité sous sollicitations mécaniques et leur capacité portante résiduelle.

3.6 Bilan

Cette étude expérimentale a été définie dans le but de fournir l'ensemble des données d'entrée nécessaires aux modélisations de re-calcul de structures atteintes d'alcali-réaction et les mesures permettant la validation de ces modèles. Les mesures effectuées pendant ce programme peuvent ainsi être regroupées en trois familles :

- les données d'entrée liées aux matériaux : caractérisation du potentiel de déformation et des propriétés physiques et mécaniques,
- les données liées au comportement hydrique des poutres : variations globales de masse et établissement de profils de séchage,
- les données de validation : comportement structurel des poutres sous les différentes conditions environnementales et capacités portantes résiduelles.

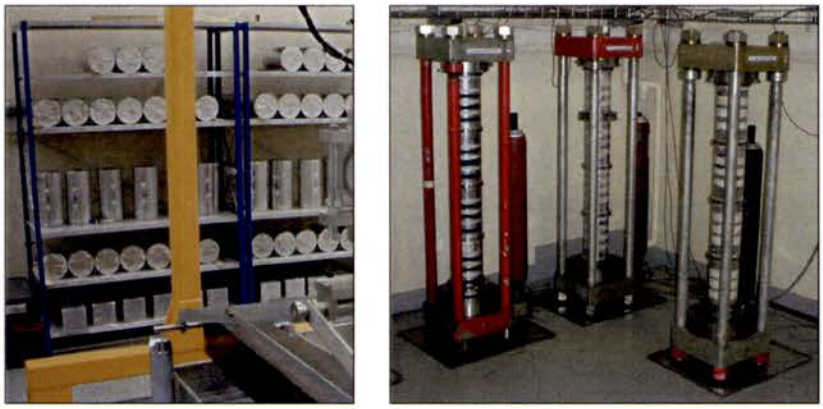


Figure I-11 : Eprouvettes de caractérisation conservées sous aluminium et éprouvettes sous bâtis de fluage

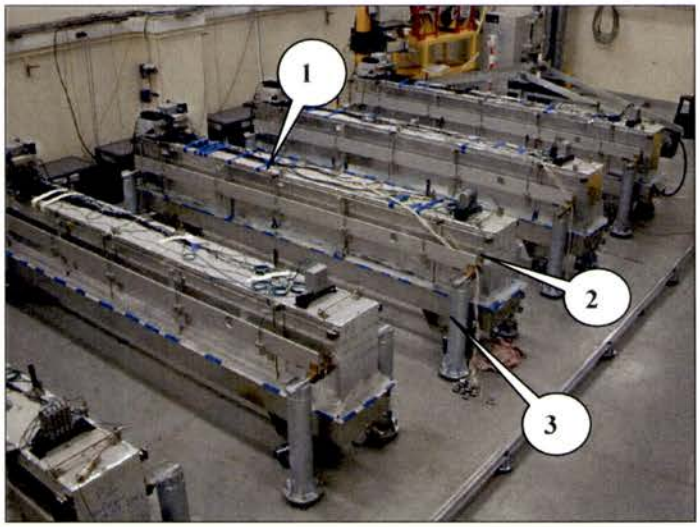


Figure I-12 : Corps d'épreuve dans la salle climatisée à 38°C et 30 % d'humidité relative (1 : surface de béton en contact avec l'air à 30 % de HR, 2 : surfaces latérales couvertes de 3 couches d'aluminium étanches, 3 : bac d'eau)

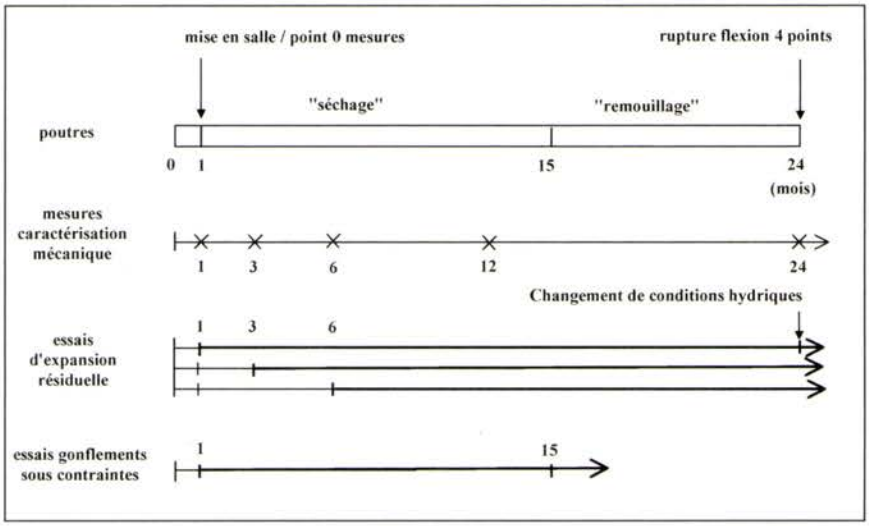


Figure I-13 : Historique des expérimentations sur poutres depuis le coulage (0 mois) jusqu'à la rupture (24 mois), avec en parallèle, toutes les mesures complémentaires : les mesures de caractérisation mécanique (à 1, 3, 6, 12, 24 mois), les essais d'expansion résiduelle (à 1, 3 et 6 mois) et les essais de gonflements sous contraintes dont les mesures débutent après un mois de cure

Chapitre 2

Moyens, méthodes d'essais et qualifications

1 - Qualification des salles climatisées

La température et l'hygrométrie de l'environnement contrôlent l'état thermique et hydrique local des structures. Compte tenu de l'importance de ces paramètres sur le développement de l'alcali-réaction, l'objectif de validation des modèles imposait d'être parfaitement assuré de la valeur de ces grandeurs. Par conséquent, il était nécessaire de concevoir des salles climatisées performantes pour maintenir constantes les conditions extérieures, fixées à 38°C et 30 % d'humidité relative dans la salle de conservation des poutres et à 38°C et 100 % de HR dans la salle de conservation des carottes soumises aux essais d'expansion résiduelle. Enfin, il était indispensable de se munir de moyens de contrôle efficaces pour s'assurer du maintien de ces conditions pendant les trois années de l'étude.

1.1 Salle climatisée à 38°C et 30 % d'humidité relative

La conception de la salle permet de garantir une température de 38°C ± 1°C dans toute la salle, par l'intermédiaire de bouches de soufflage d'air chaud et de déstratificateurs puissants pour homogénéiser la température. La température a été contrôlée pendant toute l'étude par huit sondes réparties dans trois zones caractéristiques de la salle (emplacement des poutres, zone d'entreposage des éprouvettes de caractérisation, emplacement des bâtis - cf. plan de la salle en Annexe 2).

En outre, cinq sondes supplémentaires ont été noyées dans cinq poutres, afin de suivre au plus près l'évolution de la température au cœur du matériau. Elles ont mis en évidence une température inférieure au cœur du béton par rapport à l'atmosphère. En effet, du fait de la présence du bac d'eau inférieur et de la faible hygrométrie, un régime permanent d'évaporation s'établit. Ce régime provoque une baisse de la température de l'eau des bacs par rapport au reste de la salle. Ce phénomène a été diminué au maximum en couvrant au mieux les bacs pour diminuer les échanges. Les mesures de température de l'eau des bacs ont indiqué une température de l'eau de 36°C± 0.5°C, tandis que, pendant les premiers 14 mois, des mesures sur la face supérieure de séchage ont indiqué une température de 38°C. Ces mesures permettent de certifier la température des poutres, pendant les 14 premiers mois, à 37°C ± 1,5°C, confirmée par les mesures de sondes noyées, indiquant toutes une température comprise entre 37°C et 38°C.

Pendant la deuxième partie de l'étude, la surface d'eau s'évaporant était plus importante et aussi plus difficile à couvrir, ce qui a entraîné une chute de la température au cœur des poutres. Pendant toute cette partie de l'étude, la température du béton est de 35°C ± 1,5°C.

L'hygrométrie a, quant à elle, été contrôlée à 30 % (± 5 %) au niveau de la surface supérieure des poutres soumise au séchage.

1.2 Salle climatisée à 38°C et 100 % d'humidité relative

La température et l'hygrométrie de la salle climatisée à 38°C et 100 % de HR étaient régulées à l'aide de sondes de régulation distinctes. La vapeur d'eau est obtenue par pulvérisation d'eau liquide, et afin d'éviter une pulvérisation continue, qui risquerait d'entraîner des écoulements d'eau en lieu et place de la vapeur souhaitée, la sonde de régulation d'hygrométrie se déclenchait quand l'humidité relative descendait au-dessous d'un seuil de 98 %.

Lors des contrôles d'hygrométrie, un problème d'homogénéité de l'humidité relative a été mis à jour. Dans certains endroits de la pièce et notamment en partie haute, l'hygrométrie descendait entre 85 et 90 % de HR. Pour parer au mieux à ce problème, les éprouvettes ont été placées au niveau des emplacements les mieux régulés, ce qui permet de garantir une humidité relative environnant les éprouvettes comprise entre 95 % et 100 %.
Les températures sont homogènes, mais du fait de la présence de vapeur d'eau, un peu inférieures au cahier des charges : 37°C (± 1°C).

1.3 Moyens de mesure

1.3.1 Suivi de la température des salles climatisées

Dans la salle contenant les poutres (72 m² de surface au sol et 4 m de hauteur sous plafond), la mesure a été réalisée à l'aide de sondes PT100 effectuant une mesure toutes les 15 minutes. Le fonctionnement de ces sondes repose sur la mesure de leur résistance électrique qui varie en fonction de leur température. Le système d'acquisition et de traitement des mesures était constitué d'un ordinateur et d'une carte Digimétrie pour interroger les capteurs et convertir le signal. Toutes les sondes de températures ont été étalonnées en début de manipulation sur une plage comprise entre 35 et 40°C.
Dans la salle contenant les éprouvettes placées à 100 % de HR, de volume plus réduit, ce suivi a été effectué à l'aide de sondes Supco Data Logger, sondes portatives qui permettent d'enregistrer une mesure d'humidité relative et de température toutes les 10 minutes pendant un mois.

1.3.2 Suivi de l'humidité relative des salles climatisées

La mesure d'humidité relative reste une mesure délicate à effectuer, d'autant plus dans une atmosphère saturée comme la salle à 100 %. Ce suivi a été effectué à l'aide de sondes Supco Data Logger. Les sondes sont déplacées régulièrement à différents endroits des salles pour mesurer régulièrement l'hygrométrie des salles.

1.4 Bilan

La température dans la grande salle est de 38°C (± 1°C) et l'humidité relative est comprise entre 25 et 35 %. Sur près de 3 ans, on a enregistré moins de cinq pannes limitées, à moins de 10 heures, pendant lesquelles l'humidité relative est montée jusqu'à un maximum de 50 % de HR.
En ce qui concerne les poutres, la température pendant la première phase de séchage est comprise entre 38°C (± 0,5°C) en face supérieure, 36°C (± 0,5°C) dans le bac d'eau, avec une température interne de 37°C (± 0,5°C) mesurée à mi-hauteur. Pendant la deuxième partie de l'étude, la température des poutres s'établit entre 33,5°C et 36,5°C. Aucune différence significative n'a été notée entre les poutres.
La température de la petite salle où sont réalisés les essais d'expansion résiduelle est de 37°C (± 1°C) et l'humidité relative y est supérieure à 95 %. Par rapport aux prévisions, la différence de température (38°C à 36°C) est susceptible d'engendrer un ralentissement des gonflements (les temps τ_{Carac} et $\tau_{Latence}$ sont respectivement divisés par 1,1 et 1,2 en utilisant les énergies d'activation données dans *[Ulm et al., 2000]*), mais sans modification du gonflement final.

2 - Formulation et fabrication des bétons

L'expérimentation nécessitait la formulation de deux bétons distincts : une formulation réactive et une formulation témoin non réactive, devant répondre toutes deux à plusieurs exigences.

2.1 Principe de formulation

La première de ces exigences était la répétabilité de la formulation, en dosage des granulats, des alcalins et de l'eau (pesage précis de chacun des constituants). Cette nécessité ne permettait pas de faire appel à une centrale à béton industrielle. Le béton a donc été fabriqué en interne au LCPC. Le sable et les gravillons ont été séchés préalablement. Le malaxeur le plus gros ayant une contenance maximale proche de 150 l et ces poutres nécessitant plus de 400 l, chaque poutre a été coulée avec trois gâchées. Chacune de ces gâchées a été caractérisée du point de vue maniabilité (cône d'Abrams), air occlus et contrôle mécanique avec le coulage d'un cylindre 16x32 par gâchée, testé en compression à 28 jours.

Le nombre de cordes vibrantes internes aux poutres était important et le béton devait les enrober convenablement sans les déplacer ; les bétons devaient donc être suffisamment maniables tout en restant homogènes. L'affaissement au cône d'Abrams visé était donc de l'ordre de 100 mm (± 20 mm). Cependant, pour éviter toute interaction chimique qui risquait de se superposer à l'alcali-réaction, aucun adjuvant n'a été utilisé. En outre, pour pouvoir comparer les comportements mécaniques et hydriques des deux bétons, il était important de viser des granularités proches, ce qui a déterminé le mélange granulaire du béton non réactif. Ainsi, afin de réaliser ces deux formulations, deux natures de granulats ont été utilisées, des granulats calcaires non réactifs (notés "NR") et des granulats calcaires à inclusions siliceuses de l'ère primaire, potentiellement réactifs (notés "R"). Le béton réactif est constitué de quatre classes de granulats potentiellement réactifs (R 4-7, R 7-10, R 10-14 et R 14-20) et du sable calcaire concassé non réactif (NR 0-5), alors que le béton non réactif ne comporte que deux classes de granulats (NR 5-12,5 et NR 12,5-20) et le même sable. Les caractéristiques complètes sont détaillées en Annexe 3.

Le ciment utilisé est un CPA-CEM I 52,5, de l'usine de Créchy (Annexe 3). Il a été choisi pour son dosage élevé en alcalins. Le dosage de ciment est de 410 kg/m^3, ce qui est de l'ordre de grandeur d'un dosage usuel pour les bétons d'ouvrages d'art. Le dosage en alcalins de la formulation a été augmenté pour atteindre une teneur égale à 1,25 % d'alcalins équivalents, dosage recommandé pour les essais normalisés de prévention de l'alcali-réaction et qui permet d'obtenir des gonflements significatifs *[Larive, 1998]*.

Le complément de dosage en potasse a été calculé à partir de la moyenne de teneurs en alcalins mesurées sur 13 sacs de ciment (0,92 % d'alcalins équivalents), de la valeur visée (1,25 % de la masse de ciment) et de la masse de ciment (410 kg/m^3), ce qui donne un ajout de 2,8 kg de potasse par m^3 de béton, en pastilles préalablement dissoutes dans l'eau de gâchage. La potasse était dissoute la veille pour éviter l'augmentation de température par exothermie due à la dissolution, ce facteur

augmentant le risque de raidissement du béton frais. Le choix de la potasse a été fait par analogie avec l'origine principale des alcalins dans les ciments produits en France *[Larive, 1998]*.

	sac3	sac4	sac5	sac6	sac7	sac8	sac9	sac10	sac11	sac12	sac13
Na2O	0.21	0.14	0.14	0.14	0.1	0.11	0.1	0.12	0.13	0.13	0.14
K2O	1.16	1.17	1.1	1.19	1.19	1.21	1.3	1.28	1.23	1.14	1.15
Alcalins éq	**0.97**	**0.91**	**0.86**	**0.92**	**0.88**	**0.91**	**0.96**	**0.96**	**0.94**	**0.88**	**0.90**

Tableau I-6 : Mesures de la teneur en alcalins équivalents sur 13 sacs de ciment de l'étude, la moyenne est de 0,92 % (précision ± 0,05 %)

2.2 Formulation réactive

L'étude de formulation complète est détaillée en Annexe 3. La formulation retenue est :

	Masse (kg/m^3)
Ciment	**410**
Eau d'ajout	**213,5**
Sable non réactif	**620,8**
Granulat R 4-7	**174,9**
Granulat R 7-10	**91,9**
Granulat R 10-14	**318,9**
Granulat R 14-20	**535,6**
Potasse (ajoutée)	**2,8**

Tableau I-7 : Formulation du béton réactif

2.3 Formulation non réactive

La formulation du béton témoin est :

	Masse (kg/m^3)
Ciment	**410**
Eau	**205**
Sable Non Réactif 0-5	**735,8**
Granulats non réactifs 5-12,5	**388**
Granulats non réactifs 12,5-20	**626,9**
Potasse	**2,8**

Tableau I-8 : Formulation du béton non réactif

2.4 Récapitulatif des différents coulages

Toutes ces expérimentations représentent un nombre important de coulages. Afin de garantir un minimum de différences entre les éprouvettes, le nombre de coulages a été réduit. Ainsi, chaque poutre a été fabriquée en trois gâchées successives (20 minutes entre chaque fabrication), les éprouvettes de caractérisation mécanique et les éprouvettes de caractérisation du potentiel de déformation de chaque formulation ont été coulées en une seule fois (soit 4 journées de 2 ou 3 gâchées). Enfin, les préparatifs des mises sous contrainte des éprouvettes nécessitant un temps important (chargement de deux bâtis par jour au maximum), les éprouvettes de cette partie des

expérimentations ont été coulées en quatre fois. Lors des fabrications, toutes les précautions ont été prises pour reproduire toujours les deux mêmes bétons et des essais de caractérisation du béton frais et du béton durci ont été réalisés pour le vérifier (Tableau I-9 et Tableau I-10).

Coulages	Affaisement (mm)			Air Occlus (%)		
Poutre 1	110	160	100	1.8	1.7	1.0
	120			**1.5**		
Poutre 2	90	110	100	0.5	0.5	0.7
	100			**0.6**		
Poutre 3	140	110	120	1.8	1.3	1.3
	120			**1.5**		
Poutre 4	100	100	80	1.2	1.2	1.1
	90			**1.2**		
Poutre 5	130	130	120	3.1	2.7	2.8
	130			**2.9**		
Poutre 6	110	120	110	1.3	1.4	1.4
	110			**1.4**		
Caractérisation du béton réactif	110	110	110	1.5	1.0	1.8
	110			**1.4**		
Caractérisation du béton non réactif	110	90	-	1.2	1.3	-
	100			**1.3**		
Expansion résiduelle du béton réactif	80	130	110	0.8	0.5	0.8
	107			**0.7**		
Expansion résiduelle du béton non réactif	140	100	140	1.8	1.3	1.3
	127			**1.5**		
Béton réactif sous contrainte sans étreinte	**80°**			**0.9**		
Béton réactif sous contrainte avec étreinte de 3 mm	**80***			**0.9**		
Béton réactif sous contrainte avec étreinte de 5 mm	**80***			**0.9**		
Béton non réactif sous contrainte sans étreinte	**70***			**1.5**		

Tableau I-9 : Récapitulatif des caractéristiques du béton frais de tous les coulages (° : fabrication effectuée dans un malaxeur de 25 l)

Les mesures d'affaissement au cône d'Abrams sont donc contenues dans un intervalle de plus ou moins 40 mm pour les valeurs extrêmes et de plus ou moins 20 mm pour les valeurs moyennes (Tableau I-9). Les valeurs faibles des quatre derniers coulages peuvent s'expliquer par l'utilisation d'un malaxeur de plus faible contenance, et dont le malaxage était moins dynamique que pour les autres coulages (effectués dans le malaxeur de 150 l).

De plus, ces intervalles sont proches des marges de confiance de ce type d'essai et comparables à ceux de bétons d'ouvrages courants. Les différences peuvent provenir du manque d'homogénéité du ciment, d'une éventuelle ségrégation des granulats pendant leur entreposage, de la précision des dosages en eau et des conditions de température et d'humidité lors de la fabrication.

Les mesures de résistance en compression sont, quant à elles, comprises dans un intervalle de plus ou moins 3,5 MPa pour les valeurs moyennes et de l'ordre de plus ou moins 1 MPa pour les essais sur une même journée de coulage (réalisation de trois gâchées - Tableau I-10).

La bonne répétabilité des essais de compression d'une même poutre (mais provenant de trois gâchées distinctes) tend à montrer la bonne répétabilité des fabrications, alors que la comparaison des valeurs moyennes de résistance en compression des six poutres semble indiquer que les différences proviennent plutôt des conditions de cure (1 mois sur la dalle d'essai dont la température peut varier de plusieurs degrés entre le mois de janvier et le mois de juin).

Coulages	Résistance en Compression (MPa)			Module d'Young (MPa)		
Poutre 1	38.4	39.0	40.7	34800	33050	33550
		39.4			**33800**	
Poutre 2	35.6	36.0	36.8	36200	37100	36700
		36.1			**36700**	
Poutre 3	37.7	38.4	37.4	39150	39200	37700
		37.8			**38700**	
Poutre 4	34.7	34.3	33.8			
		34.3				
Poutre 5	34.7	33.4	32.3			
		33.5				
Poutre 6	37.8	35.2	35.9			
		36.3				
Béton réactif sous contrainte sans étreinte	38.5	38.6	39.5	37200	37200	37600
		38.8			**37300**	
Béton réactif sous contrainte avec étreinte de 3 mm	36.0	37.7		40200	37600	38100
		36.9			**38600**	
Béton réactif sous contrainte avec étreinte de 5 mm	34.8	34.1	34.9	36900	34800	35200
		34.6			**35600**	
Béton non réactif sous contrainte sans étreinte	31.8	33.8	32.5	37000	37200	37400
		32.7			**37200**	

Tableau I-10 : Récapitulatif des caractéristiques du béton durci de tous les coulages

Remarques techniques :

- Avant de faire la première gâchée, le malaxeur est "graissé" soit par une demi gâchée du même béton, soit par une gâchée préalable de 100 litres de mortier, de même composition que la fraction fine du béton. Ainsi, la cuve et la benne de transport sont humidifiées et recouvertes d'une fine couche de pâte de ciment, ce qui permet d'obtenir trois gâchées de maniabilité très proche.
- Le béton de la poutre P1 (réactive non armée) a été sous dopé en potasse. La teneur en alcalins équivalents de cette poutre est de l'ordre de 1 %.
- Toutes les poutres et toutes les éprouvettes ont été consolidées par vibration à l'aide d'aiguilles vibrantes.
- La température maximale atteinte au cœur des poutres au moment de la prise (environ 18 heures après coulage) est restée inférieure à 40°C.
- Tous les bétons (poutres et éprouvettes) ont subi 28 jours de cure sous aluminium et à 20°C (en intérieur, humidité non contrôlée), à l'exception des poutres P1 et P4, dont les entrées en salle climatisée ont été repoussées respectivement de 36 et de 14 jours à cause de problèmes liés à l'électronique de l'acquisition des mesures.

3 - Caractérisation des bétons

3.1 Caractérisation du potentiel de déformation des matériaux

3.1.1 Mesure de variations de masse

Le suivi des éprouvettes de caractérisation a été effectué selon la méthodologie présentée par Larive, qui recommande d'associer les mesures de déformations des éprouvettes au suivi des variations relatives de masse *[Larive, 1998]*. Avant chaque mesure de déformation, l'éprouvette est pesée (la précision de la balance est de 1 g), ce qui permet d'obtenir les variations de masse de chacune des éprouvettes en parallèle à la mesure de gonflement, et ainsi, de connaître le potentiel de prise ou de perte de masse des deux bétons.

La méthodologie de Larive recommande également de mettre les éprouvettes dans la salle à 38°C sous aluminium étanche, la veille du point 0, afin de déduire de la mesure la déformation thermique initiale amenée par la dilatation instantanée du béton. Par erreur, au cours de cette partie de l'étude, les éprouvettes n'ont pas été mises sous aluminium mais sous chiffons humides. Cette différence de point 0 a des conséquences importantes sur la prise de masse des éprouvettes pendant les essais, et on peut se demander si elle a des conséquences sur le gonflement final.

Or, lors du suivi en déformation des éprouvettes destinées à la caractérisation mécanique, la procédure habituelle a été appliquée (avec conservation sous aluminium avant le point 0). Il est donc possible de comparer l'évolution des prises de masse et des gonflements pour ces deux séries d'éprouvettes (Figure I-14).

Cette figure montre un décalage important sur la prise de masse initiale et une absence de conséquence sur les gonflements. En effet, la prise de masse est deux fois supérieure dans le cas des éprouvettes de caractérisation mécanique (passage de la conservation sous aluminium avant le point 0 à la conservation en eau) par rapport aux éprouvettes de caractérisation du potentiel de déformation (passage de la conservation sous chiffons humides avant le point 0 à la conservation en eau), alors qu'en terme de gonflement, les déformations demeurent toutes dans le même fuseau. La différence a principalement lieu lors de la première échéance de mesure (à 7 jours) pour laquelle la valeur est trois fois plus grande, alors que par la suite la cinétique est très semblable. Cet exemple montre l'importance de la procédure précédant l'essai, en terme de prise de masse, et le peu de conséquences sur la déformation, à condition que cette différence d'environnement ne dure pas plus d'une nuit.

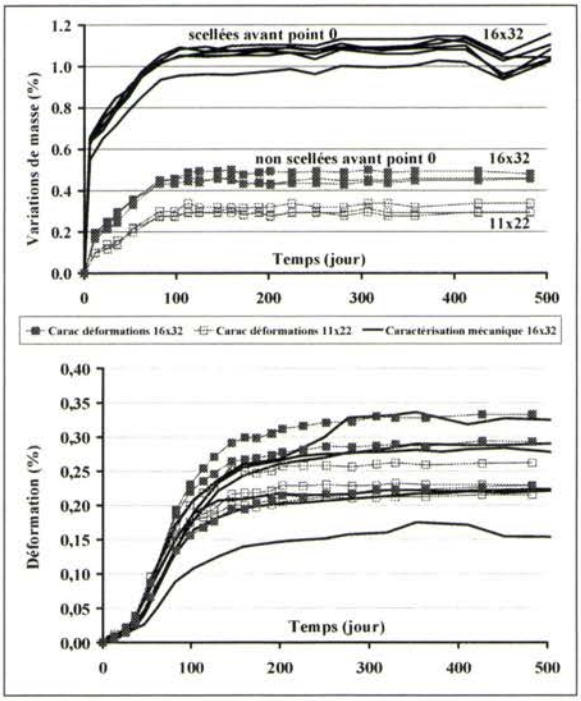


Figure I-14 : Comparaison de variations de masse et de gonflements d'éprouvettes 16x32 et de carottes 11x22 issues de 16x32 n'ayant pas eu le même conditionnement avant le point 0, conservées en eau à 38°C

3.1.2 Mesure de déformations par extensomètre à billes

Le suivi des déformations des éprouvettes de caractérisation du gonflement est effectué sur différentes formes d'éprouvettes : des cylindres 16x32, des prismes 14x14x56 et des carottes 11x22.

Le point 0 des mesures est effectué le lendemain de la mise en salle afin de s'affranchir des déformations d'origine thermique, conformément à la méthodologie de *[Larive, 1998]*.

La mesure de déformation est effectuée par un extensomètre à billes. Cette technique consiste à comparer la distance entre deux billes rendues solidaires du béton par collage, à celle d'un étalon métallique conservé dans le même environnement. Le suivi de l'évolution de cette distance permet de déterminer les déformations des éprouvettes en divisant la mesure à chaque échéance par la longueur de base initiale après soustraction de la mesure de l'étalon à chaque échéance. La mesure de la distance entre les deux plots est réalisée par un capteur de déplacement de type LVDT *[Larive, 1998]*.

Pendant la période de cure ou après carottage, les éprouvettes sont équipées de jeux de deux plots à bille. Ces plots sont des pastilles métalliques dans lesquelles sont serties des billes de 1,4 mm de diamètre. Ils sont collés sur le béton pour mesurer la déformation de la partie médiane des éprouvettes, sur trois génératrices disposées à 120° pour les cylindres, sur quatre génératrices (une sur chaque face) pour les prismes.

La longueur de base de ces mesures est réglée au moment du collage des plots ; elle est d'environ 100 mm *[Larive, 1998]*.

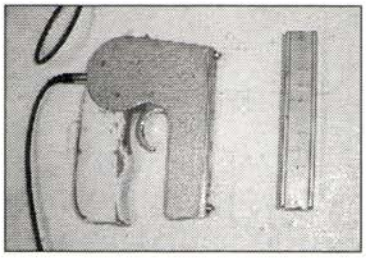


Figure I-15 : Extensomètre à billes et étalon métallique

L'incertitude absolue déterminée par Larive est de l'ordre de 20.10^{-6} pour la mesure sur une génératrice et de l'ordre de 10.10^{-6} pour le gonflement moyen obtenu à partir de trois génératrices *[Larive, 1998]*.

3.2 Caractérisation mécanique

3.2.1 Essais de résistances en compression et de module

Ces essais sont réalisés sur des cylindres 16x32, sur la presse MFL de capacité 5000 kN du LCPC. Les éprouvettes sont rectifiées mécaniquement sous eau la veille de l'essai puis conservées en sacs plastiques à 20°C jusqu'à l'essai.

3.2.1.1 Mesure de module et de coefficient de Poisson

La mesure de module est effectuée à l'aide d'un extensomètre J2P, qui permet de faire des mesures de déformation sur trois génératrices du cylindre pendant les trois cycles de mise en charge *[Torrenti et al., 1999-a]*. L'acquisition a été faite soit à l'aide d'une table traçante, soit à l'aide d'une acquisition informatisée.



Figure I-16 : Cylindre 16x32 équipé du J2P de mesure de module

Les cylindres subissent une première montée en charge jusqu'à 30 % de leur résistance en compression, puis deux cycles de déchargement-chargement entre 30 % et 5 % de cette même résistance, avant d'être totalement déchargés. Le calcul du module est effectué à partir des déformations enregistrées entre 10 % et 30 % de la résistance en compression du dernier cycle *[Torrenti et al., 1999-a]*.

Les mesures de coefficient de Poisson ont été effectuées à l'aide de la mesure longitudinale du J2P et de jauges radiales.

3.2.1.2 Mesure de résistance en compression

Une fois que les trois cycles destinés à la mesure du module sont finis, le J2P est retiré et les éprouvettes sont amenées à rupture selon la norme NFP 18-406.

3.2.2 Essais de fendage

Les éprouvettes sont carottées sous eau en cylindres 11x22 la semaine précédant l'essai, à partir de cylindres 16x32 et de prismes 14x14x56. Les essais sont effectués selon la norme NFP 18-408.

4 - Essais sur éprouvettes sous contraintes multi-axiales

Les mesures correspondant à cette partie de l'étude doivent permettre de caractériser le comportement en fluage des deux bétons étudiés et d'effectuer une qualification précise des gonflements d'alcali-réaction sous contraintes tri-axiales.

4.1 Conservation et préparation des éprouvettes

Afin de comparer les différents gonflements, il était indispensable que toutes les éprouvettes soient dans les même conditions de conservation. Or il n'était pas envisageable de maintenir ces éprouvettes en eau ou à 100 % de HR, car les anneaux empêchaient l'arrivée d'eau pour les éprouvettes frettées. Il a donc été décidé qu'elles seraient toutes conservées sous trois couches d'aluminium et sous résine étanche.
Les éprouvettes sont mises en salle climatisée la veille du point 0 des mesures, qui commencent après 28 jours de cure à 20°C sous aluminium. Pour les éprouvettes sous bâtis, le point 0 est effectué avant chargement.
La mise sous bâti de fluage et l'utilisation d'un nouveau robot de mesure imposaient que les deux faces de chaque éprouvette soient rectifiées mécaniquement, opération effectuée à l'eau pendant la période de cure.

4.2 Confinement radial

Le confinement radial est appliqué par l'intermédiaire d'anneaux en acier inoxydable (limite élastique de 206 MPa, module élastique de 193000 MPa) de 3 mm et 5 mm d'épaisseur. Ils mesurent 10 mm de haut et sont superposés afin d'atteindre la hauteur totale des éprouvettes à l'exception d'une hauteur de béton limitée (1 mm à chaque extrémité) afin d'éviter qu'ils ne soient chargés par les efforts appliqués par les bâtis de fluage. Le béton est coulé directement à l'intérieur de ces anneaux, pré-positionnés dans les moules des éprouvettes.

4.3 Contrainte axiale

Les chargement axiaux sont appliqués à l'aide de bâtis de fluage, du même type que ceux décrits dans la thèse de Larive *[Larive, 1998]*. Par rapport aux bâtis "classiques" *[Clément & Le Maou, 2000]*, des dispositions spécifiques ont été prises pour que la contrainte puisse être appliquée et maintenue à une valeur précise, même en cas de gonflement longitudinal important.

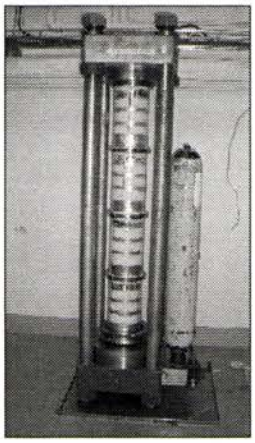


Figure I-17 : Eprouvettes sous bâti

La contrainte axiale est appliquée par l'intermédiaire d'un vérin plat relié à un accumulateur oléopneumatique. En cas de fuite d'huile, une vérification de la contrainte est effectuée afin d'estimer la chute de chargement et de ramener la contrainte à la valeur visée si l'écart est trop important. Une vérification de tous les bâtis a été effectuée après six mois d'expérimentation.

4.4 Robot de mesure

Le robot de mesure est également comparable à celui utilisé dans la thèse de Larive *[Larive, 1998]*, permettant la mesure de la déformation transversale moyenne (mesurée à trois hauteurs, et en 10 positions angulaires). La mesure est toujours effectuée par rapport à un cylindre étalon. La nouveauté provient de l'ajout de deux capteurs longitudinaux en vis-à-vis permettant la mesure de la déformation longitudinale moyenne (7 x 2 génératrices situées à 180°).

Les capteurs de la mesure longitudinale palpent sur des embases métalliques collées sur les deux extrémités des éprouvettes (Figure I-18), alors que les capteurs de la mesure transversale doivent palper sur le béton ou sur les anneaux métalliques. Les éprouvettes étant placées dans la salle climatisée à 30 % de HR, il était impossible de palper sur le béton qui aurait séché un peu à chaque mesure (même si on pouvait le protéger entre deux mesures). Venir palper sur les trois couches d'aluminium était à proscrire, car cela ne constitue pas une surface suffisamment unie ; c'est pourquoi nous nous sommes tournés vers l'utilisation de résine étanche appliquée au niveau des trois couronnes de mesures et également au niveau du collage des embases. En effet, afin d'avoir le contact le meilleur possible entre les embases et les éprouvettes, il était nécessaire que le béton soit directement en contact avec les embases. Il était donc impossible d'étancher ces surfaces à l'aide d'aluminium, nous avons donc de nouveau utilisé cette résine qui assure le collage et l'étanchéité (qualification de l'étanchéité en Annexe 4).

Les incertitudes des mesures longitudinale et radiale ont été déterminées lors d'une étude de répétabilité, qui a été effectuée en mesurant sept fois de suite la même éprouvette. L'incertitude absolue sur la mesure de déformation longitudinale est de l'ordre de 0,0003 % (soit 3 µm/m), ce qui est particulièrement faible, et d'environ

0,002 % (soit 20 µm/m) pour la déformation transversale, ce qui représente un vingt-cinquième de la mesure attendue (0,05 %) pour les éprouvettes en gonflement totalement libre (Annexe 4).

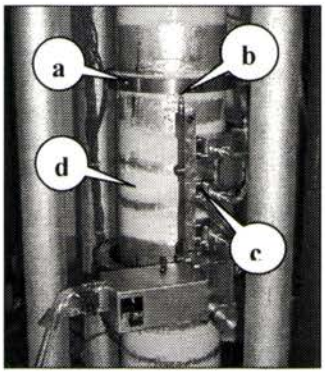


Figure I-18 : Eprouvette sous bâti et robot de mesure (a : embase métallique, b : capteur longitudinal, c : capteur transversal, d : étanchéité des couronnes de mesures)

Remarque : Du fait d'un décalage des anneaux d'épaisseur 5 mm constituant le frettage des éprouvettes, les capteurs de déplacement transversaux ont pris la mesure au droit de la jonction de deux anneaux. A ce niveau, la surface n'est pas parfaite pour la prise de mesure, ce qui a impliqué une incertitude plus importante sur ces mesures transversales par rapport aux autres éprouvettes, voire même un biais difficile à quantifier.

5 - Mouvements hydriques dans les poutres

Le suivi hydrique des poutres a été fondé sur trois mesures distinctes : un suivi des variations de masse globale, des mesures d'humidité relative interne et des mesures de gammadensimétrie. Ces méthodes de mesures sont utilisées régulièrement pour des éprouvettes, mais la particularité de cette étude provient principalement des dimensions et de la masse importantes des poutres à suivre. Afin d'appliquer à ces structures les méthodes utilisées classiquement, des équipements spécifiques ont dû être conçus en prenant en compte toutes les spécificités des structures à suivre et de leur environnement. Ces développements ont été caractérisés par une qualification complète permettant de déterminer la précision de ces nouveaux équipements.

5.1 Pesage des poutres

5.1.1 Cahier des charges

La masse des poutres étant évaluée à environ 900 kg, des essais de faisabilité menés sur des éprouvettes de béton de formulation proche, à l'aide d'un banc de gammadensimétrie fixe, ont permis d'évaluer l'évolution de la masse de la poutre pendant les premiers mois. Après 10 jours d'immersion en partie inférieure, la prise de masse d'une poutre devait être de l'ordre de 800 g. Par la suite, le séchage devenant prépondérant, les poutres devaient perdre du poids continuellement. Ainsi à 90 jours, la prise de masse par rapport à l'état initial était évaluée à moins de 200 g. Le séchage

étant un phénomène qui décroît en racine carrée du temps *[Acker, 1988]*, il était donc estimé, après le gain initial de 800 g, une perte totale d'environ 1200 g sur un an.
Pour suivre le seuil de blocage de l'alcali-réaction (0,15 % de perte de masse - *[Larive, 1998]*) sur 10 mm de hauteur de poutre, il aurait fallu être capable de mesurer la perte de masse d'une couche de béton de 3 m de long, 250 mm de large et 10 mm de haut, ce qui donne environ une perte de masse de 30 g. En souhaitant décrire avec la précision de 10 "divisions" l'évolution de cette perte de masse, il aurait fallu mesurer avec une précision de 3 grammes l'évolution de la masse des poutres, qui est voisine de 900 kg, ce qui donne une précision nécessaire de l'ordre de 3.10^{-6}.
En étant moins exigeant et en visant une précision de pesée de l'ordre de 1 % de l'évolution du poids des poutres (de l'ordre du kilogramme), le matériel utilisé devait avoir une précision de l'ordre de 10 g. Pour des poutres pesant près d'une tonne, le matériel de pesage devait donc avoir une précision de 10^{-5}.
Par ailleurs, ces poutres devaient être suivies régulièrement : premier pesage une semaine après la mise en salle, puis des mesures à échéances régulières d'environ une fois par mois. Le fait que les mesures devaient durer deux ans compliquait l'étude de solutions classiques de pesage avec dispositif en permanence chargé, qui risquaient d'être soumises à fluage. En outre, le matériel devait être fiable à une température constante de 38°C.

5.1.2 Principe de la solution retenue

Pour de telles charges, les pesons du commerce permettent au mieux d'obtenir une précision proche de 10^{-4} fois la charge nominale. C'est pourquoi, un moyen de mesure a dû être conçu spécialement pour cette étude. Cette solution est basée sur l'utilisation d'un anneau dynamométrique dont la déformation est mesurée par un extensomètre à corde vibrante de grande précision, fabriqué au LCPC *[Joly, 1999]*, *[Bourquin & Joly, 2001]*, et sur la comparaison des masses des poutres en béton à des masses étalons, constituées d'une poutre d'acier de 900 kg environ et de masses marquées plus petites (de 10 g à 10 kg).
Dans un premier temps, l'anneau soulève la poutre à peser. La fréquence de la corde vibrante est enregistrée. L'anneau est bridé et amené au-dessus de la poutre étalon, qui est alors soulevée. Une fois l'anneau débridé, les masses marquées sont ajoutées une à une sur la poutre étalon jusqu'à retrouver la fréquence mesurée pendant le pesage de la poutre en béton.

Remarques :
1) Pour éviter au maximum les variations de température au voisinage de l'anneau et de l'extensomètre et atténuer l'effet des mouvements d'air sur la mesure, l'anneau a été placé sous protection de deux plaques d'acier.
2) En dehors des mesures, l'anneau demeure bridé à la déformation sous charge de la poutre étalon d'acier.

5.1.3 Matériel

Dans le système de pesage réalisé, le bâti est constitué d'un anneau dynamométrique muni d'une corde vibrante afin de mesurer sa déformation et d'un système de bridage pour permettre une mesure différentielle en laissant l'anneau constamment en position déformée. Le moyen de mesure que constitue l'anneau est relié d'un côté à quatre

tirants métalliques pour lever les poutres et de l'autre à un vérin électrique permettant de soulever le tout (Figure I-19 et Figure I-20).

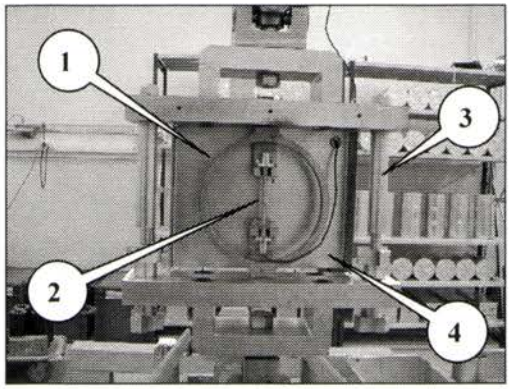


Figure I-19 : Anneau dynamométrique sans protection (1), extensomètre à corde vibrante (2), barres et écrous de bridage (3), capot de protection contre l'influence de mouvements d'air (d'un côté) (4).

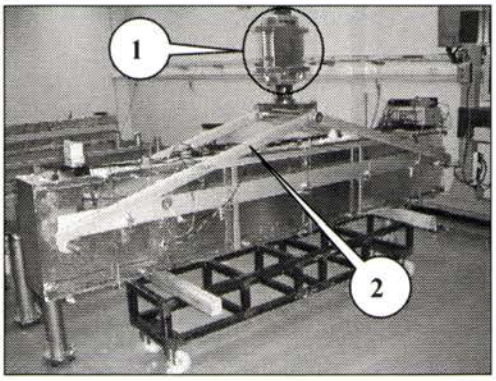


Figure I-20 : Portique et système de pesage des poutres (1 : anneau dynamométrique sous sa protection, 2 : tirants métalliques de levage)

Lors de la conception, il a été décidé de lier l'anneau des deux côtés par des rotules sphériques pour s'affranchir de l'influence des éventuelles modifications du centre de gravité pendant les deux ans de séchage et d'humidification. Si la liaison entre tirants et anneau n'était pas une rotule, un moment parasite pourrait apparaître dans la transmission des efforts, ce qui perturberait la déformation de l'anneau due au seul poids de la poutre. Les premiers essais ont montré que la répétabilité de la mesure n'était pas très bonne, impliquant une incertitude sur la mesure relativement élevée (mesures évaluées à plus ou moins 50 grammes). Des frottements dans les rotules ont été mis en cause. Il a donc été décidé de procéder au remplacement de ces deux rotules par deux cardans à billes, ce qui a permis de diminuer de façon importante les frottements incriminés et d'améliorer nettement la répétabilité.

5.1.4 Procédure de mesure

Une mesure se déroule comme suit :

- Déplacer le portique jusqu'à la poutre à peser, le bloquer en position et soulever la poutre, (les tirants métalliques doivent être au contact avec les repères - Figure I-21). Essuyer le béton humide à l'aide d'un chiffon.

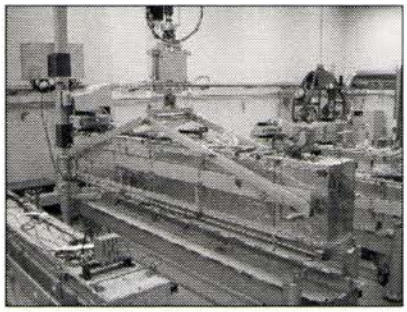


Figure I-21 : Poutre à peser soulevée par l'anneau

- Lancer le programme d'acquisition de la corde vibrante.
- Débrider l'anneau, la corde vibrante doit avoir une fréquence voisine de 1000 Hz (Plus la fréquence de la corde vibrante est faible, plus la mesure est sensible, mais il faut qu'elle soit suffisamment tendue pour vibrer. Une vibration de 1000 Hz est un bon compromis).
- Enregistrer les déformations de la corde et calculer, sur huit minutes, la moyenne des valeurs de la fréquence donnée par la corde vibrante quand l'anneau soulevait la poutre.
- Brider l'anneau à l'aide des écrous du haut. Reposer la poutre.
- Prendre la poutre étalon avec le système de pesage, débrider l'anneau.
- Poser sur la poutre étalon des masses marquées jusqu'à retrouver la fréquence moyenne calculée précédemment (Figure I-22).
- Enregistrer l'évolution des fréquences pendant une durée de huit minutes et vérifier que la moyenne des 49 premières fréquences enregistrées depuis la pose de la dernière masse marquée est voisine de la première moyenne calculée (de l'ordre de 5 centièmes de Hertz, ce qui représente 10 grammes).

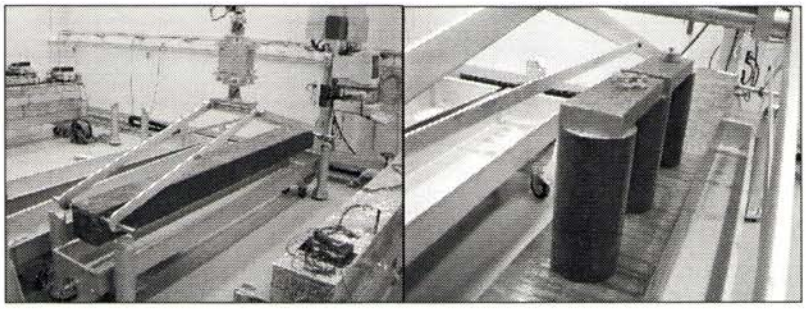


Figure I-22 : Poutre étalon et masses de compensation

La durée d'une opération de pesage est de l'ordre d'une heure.

La somme des masses marquées placées sur la poutre étalon donne immédiatement la différence de masse entre l'étalon et la poutre à peser. Le suivi de cette différence constitue en fait le suivi des variations de masse de la poutre, le zéro étant fait par convention lorsque la poutre est entrée dans la salle, après 24 heures à 38°C et avant contact avec l'eau.

5.1.5 Bilan

Toutes les mesures de fréquences sont effectuées sur des durées de l'ordre de huit minutes, car les premiers essais menés ont montré que la fréquence de la corde vibrante n'était pas constante. En effet, la moindre oscillation de la poutre pesée modifie légèrement la déformation de l'anneau, ce qui est immédiatement répercuté dans la fréquence de vibration de la corde. En moyennant sur une durée de huit minutes, la mesure, qui peut varier d'un dixième de Hertz, en est moins affectée.
La qualification de ce système de pesage a montré qu'il permettait le suivi de l'évolution de la masse des poutres avec une précision de l'ordre de 10 g (Annexe 5). Cependant, du fait d'une sensibilité du capteur à l'ordre des pesages (Annexe 5), l'incertitude sur les mesures de poids des poutres, avant janvier 2002 (ce qui représente la moitié du suivi de la poutre P1 et un sixième du suivi de la poutre P6, les autres poutres étant échelonnées entre ces deux valeurs extrêmes) est vraisemblablement de l'ordre de 60 g, avec des pics possibles d'environ 200 g. Il faut noter également que la variation de masse s'est avérée supérieure aux prévisions (environ 2 kg).
L'équipement et la méthode de pesage étant en cours d'élaboration au moment de l'entrée en salle de la poutre P1, le point de référence est la mesure à 62 jours, ce qui explique l'absence de mesures avant cette date. Afin de pouvoir comparer sa cinétique à celles des autres poutres, cette mesure a été recalée à l'aide de la moyenne des mesures effectuées sur les cinq autres.
En terme de précision de la mesure, il faut également ajouter que la différence de poids entre une poutre juste déballée de son aluminium de cure, et cette même poutre trempée une minute puis essuyée au chiffon, est de l'ordre de 50 g, ce qui montre la sensibilité du béton des poutres vis-à-vis de l'humidité relative extérieure.

5.2 Profils de séchage

Deux techniques de mesures permettent de caractériser l'effet du séchage dans la hauteur des poutres : une mesure d'humidité relative interne et une mesure de gammadensimétrie.

5.2.1 Mesure de l'humidité interne par capteurs capacitifs

L'humidité interne est une grandeur importante pour caractériser l'état physico-chimique du béton et de sa microstructure. Ainsi, plusieurs auteurs ont mis au point des méthodes de mesures. Leur principale différence est constituée par le capteur utilisé : des bâtons de bois *[Wood et al., 1986]*, *[Jensen, 2000]* ou des capteurs électroniques *[Parrott, 1988]*, *[Andrade et al., 1999]*, qui sont dans les deux cas enfermés dans des cavités rendues étanches afin d'éviter tout contact avec l'air extérieur. La précision de la mesure dépend à la fois du capteur et de l'étanchéité de la cavité.

5.2.1.1 Principe

Au cours de cette étude, la solution de capteurs capacitifs du commerce (Hygroclip de la firme Rotronic) a été retenue. L'humidité relative est reliée à la tension du capteur, qui est mesurée à l'aide d'un voltmètre. La gamme d'utilisation de ces capteurs est garantie pour des humidités allant de 0 à 100 %, et des températures de – 40°C à + 85°C. Leur précision est donnée à 23°C : plus ou moins 1,5 % d'humidité relative, et plus ou moins 0,3°C.

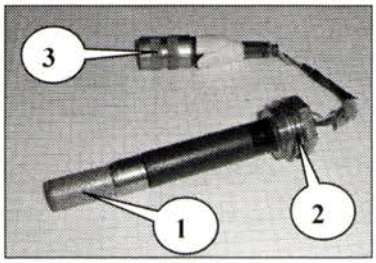


Figure I-23 : Capteur d'humidité relative, utilisé pour mesurer l'humidité relative interne des poutres (1 : zone de mesure du capteur, 2 : écrou d'adaptation du capteur sur le tube de réservation, 3 : prise pour relier au voltmètre)

Pour placer le capteur au cœur de la poutre, des réservations ont été prévues avant le coulage. Elles sont réalisées à l'aide de tubes métalliques percés (Figure I-24, pendant le coulage, un "noyau" de plastique blanc est placé dans le tube afin d'éviter que la laitance ne rentre à l'intérieur pendant le coulage).

Pour permettre la mise en équilibre entre le condensateur constituant l'élément sensible du capteur et le béton avoisinant, le tube est débouchant et percé par 4 séries de trois trous de 8 mm de diamètre sur quatre génératrices à 90° dans la zone de mesure et d'un trou axial du diamètre intérieur du tube, comme le montre la Figure I-25.

Le capteur d'humidité relative (monté sur un écrou) est vissé sur le tube. La liaison entre le tube de réservation et l'écrou du capteur est munie d'un joint torique en caoutchouc ce qui permet d'éviter toute fuite. Le capteur mesure l'humidité relative de la réservation, qui est donc en équilibre hydrique avec le béton avoisinant.

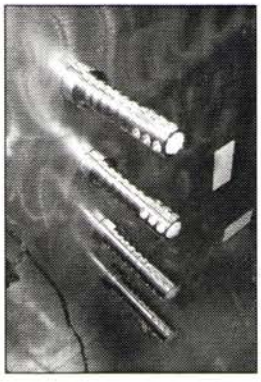


Figure I-24 : Tube de réservation pour mesure d'humidité relative interne fixé sur le coffrage, avant coulage du béton

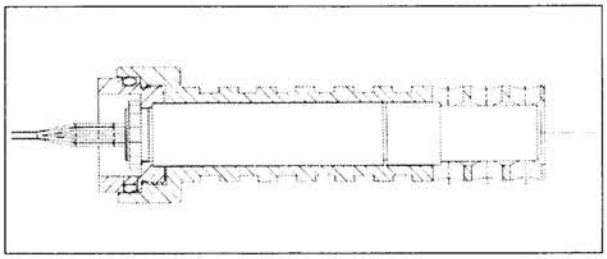


Figure I-25 : Tube de réservation permettant la mesure d'humidité relative à l'intérieur du béton et capteur d'humidité relative

5.2.1.2 Emplacement des capteurs

Quatre réservations ont été prévues sur une même section, situées à 0,60 m de l'origine de la poutre (conventionnellement côté Sud de la salle). Elles ont été placées à 0,08, 0,17, 0,27 et 0,37 m de profondeur (Figure I-8).

5.2.1.3 Procédure de mesure

Au début de la campagne de mesure, la procédure suivante avait été mise en place :

- Retirer le bouchon de plastique obstruant le tube de réservation
- Visser le capteur d'humidité relative sur la réservation le plus rapidement possible.
- Laisser en place le capteur environ 5 heures (en réalité, souvent une nuit). Ainsi, l'équilibre hydrique entre le béton, l'atmosphère du tube de réservation et le capteur a le temps de se faire. Pour estimer cette durée, des essais de faisabilité avaient été faits sur les deux premières poutres coulées P0 et P1)
- A l'aide d'un voltmètre, lire la tension du capteur qui est directement traduite en pourcentage d'humidité relative.

Les premières mesures ont montré des résultats incohérents. En effet, les points de mesures situés à 0,17 m et 0,27 m n'auraient pratiquement pas dû subir de séchage et leurs humidités n'auraient donc pratiquement pas dû varier, surtout les premiers jours. Or les capteurs donnaient une chute d'environ 3 % pour ces deux points en moins de 100 jours, alors que la chute d'humidité relative du point le plus proche de la face de séchage n'était que de 5 %, soit à peine 2 % de plus (Figure I-26).

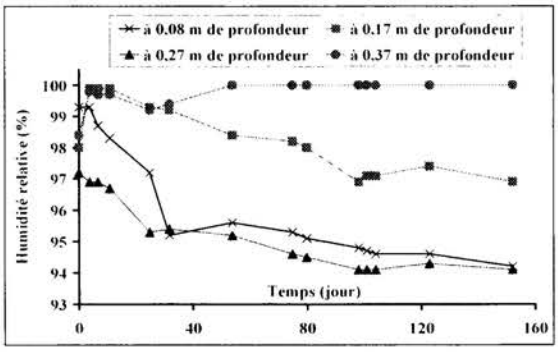


Figure I-26 : Evolution de l'humidité relative interne de la poutre P2 aux quatre profondeurs de mesures

En fait, le simple fait de retirer le bouchon de plastique puis de mettre le capteur d'humidité relative implique des séchages qui, en se cumulant, retirent toute crédibilité à ces mesures. Par ailleurs, le point le plus proche de l'eau (situé à 0,37 m de profondeur) donne toujours une mesure de 100 % (sur toutes les poutres). Ces constatations ont conduit à une modification de la méthode. Les capteurs d'humidité relative sont laissés constamment en place, vissés une fois pour toute sur les tubes de réservation. Afin d'éviter toute possibilité de fuite, les écrous ont même été scellés à l'aide de trois couches d'aluminium. L'analyse des résultats montre que ces mesures ont permis des mesures d'humidité relative interne cohérentes avec les conditions environnementales des poutres.

5.2.1.4 Bilan

Le prix de ces capteurs rendait impossible d'en placer dans toutes les réservations. Il a donc été décidé d'en placer un pour chaque poutre au point de mesure le plus proche de la face de séchage (0,08 m de profondeur). La poutre P5, réactive et placée en salle depuis peu, a été équipée à trois niveaux pour estimer les effets du séchage à 0,08, 0,17 et 0,27 m de profondeur. Le trou à 0,37 m de profondeur qui montre une saturation constante n'a plus été équipé à partir de cette même date.
Ainsi :
P1, P2, P3, P4 et P6 sont équipées d'un capteur d'humidité relative à 0,08 m de profondeur,
et P5 est équipée à 0,08 m, 0,17 m et 0,27 m.
Ces mesures permettent de connaître l'évolution de l'humidité relative à ces trois profondeurs et de suivre le séchage à plus ou moins 1,5 % de HR. Cependant, ce procédé ne permet pas d'obtenir un profil de séchage fin à proximité de la surface de séchage. Il était donc nécessaire d'avoir un matériel qui nous permettrait de mieux appréhender le phénomène de séchage.

5.2.2 Suivi de la variation de teneur en eau par gammadensimétrie

5.2.2.1 Rappel du principe de la mesure de gammadensimétrie

Par rapport au pesage, qui constitue une méthode globale, l'intérêt de la mesure de gammadensimétrie est de pouvoir suivre l'évolution de la masse locale des poutres, notamment dans la partie supérieure soumise au séchage et où l'alcali-réaction est susceptible d'être bloquée. Il s'agit de faire traverser le béton par un faisceau de rayons gamma émis par une source radioactive. Les particules gamma émises sont absorbées, diffusées, ou bien traversent l'échantillon et peuvent être détectées *[Attolou, 1985], [Baroghel-Bouny, 1994]*.

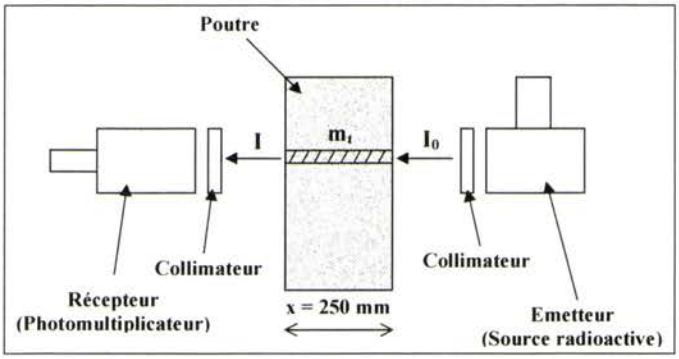


Figure I-27 : Principe de la mesure de gammadensimétrie

L'absorption des rayons gamma étant reliée à la masse interceptée, l'évolution de la masse du volume de béton traversé par le faisceau peut être suivie. En considérant que les variations de masses ne proviennent que du séchage ou au contraire de l'absorption d'eau, il est possible de déterminer le profil des variations de teneur en eau dans un échantillon de béton *[Attolou, 1985]*.
La relation reliant l'intensité I du flux de particules transmises et la masse traversée m_t est la suivante :

$$I = I_0 . \exp(-\mu'.m_t)$$

avec I : intensité du flux transmis,
I_0 : Intensité du flux émis,
μ' : coefficient d'absorption massique (dépendant de la nature chimique de l'échantillon et de l'énergie du rayonnement gamma)
m_t : masse de béton traversée par le faisceau de diamètre d ($m_t=\rho.s.x$),
ρ : masse volumique de l'échantillon,
s : section du faisceau,
x : épaisseur de l'échantillon traversée par les particules.

En inversant la formule précédente, la masse du volume traversé par le faisceau est donc de :

$$m_t = \frac{1}{\mu'} \ln\left(\frac{I_0}{I}\right)$$

En mesurant I et I_0, on peut connaître la masse des zones cylindriques des poutres traversées par le faisceau, et ainsi suivre l'évolution de la prise ou de la perte de teneur en eau de ces zones ; la variation de la masse en pourcentage est donc :

$$\frac{\Delta m_t}{m_t} = \frac{\ln\left(\frac{I_1}{I_{01}} x \frac{I_{02}}{I_2}\right)}{\ln\left(\frac{I_{01}}{I_1}\right)} x100$$

avec : I_{01}, I_{02} intensités des flux émis respectivement lors de la $1^{ère}$ et de la $2^{ème}$ mesures.
I_1 et I_2 mesurées après traversée de l'échantillon respectivement après la $1^{ère}$ et la $2^{ème}$ mesures.

L'alcali-réaction ne modifie pas la nature atomique du matériau mais seulement la combinaison des atomes et molécules d'eau. Les variations d'intensité et donc de masse ne peuvent donc être causées que par l'arrivée ou le départ d'eau, sauf artefact éventuel de carbonatation en surface supérieure. Cependant, une telle réaction chimique implique des mouvements d'ions dans la solution interstitielle, qui peuvent provoquer de faibles perturbations locales, inférieures à l'incertitude de la mesure.
La mesure de gammadensimétrie effectuée à plusieurs dates donne l'évolution de la masse et donc de la teneur en eau aux différents points de mesure.
Dans l'environnement proche du LCPC, les bancs de mesure de gammadensimétrie sont des bancs fixes, utilisables pour des éprouvettes de taille modeste (manipulables manuellement). La taille des poutres de cette étude empêchait l'utilisation de ce type de banc. Une des idées consistait à couler des éprouvettes de caractérisation de séchage avec le même béton que les poutres. Cependant, cette méthode aurait, d'une part, présenté un problème de représentativité du béton compte tenu de sa mise en œuvre, et d'autre part, le banc fixe disponible au LCPC-Paris n'aurait pas permis les mesures sur des éprouvettes de 500 mm de haut nécessaires pour représenter le séchage dans la hauteur des poutres.
Ainsi, il était indispensable de concevoir un banc propre à cette étude, capable de faire des mesures sur des poutres de 3 mètres, et qui devait être compatible avec le matériel déjà prévu pour l'étude (portique et vérin de levage en particulier).

5.2.2.2 Cahier des charges

Le mode de conservation des poutres est tel qu'un gradient de séchage dans le sens de la hauteur se développe. En revanche, à l'hétérogénéité du matériau près, ce gradient de séchage devrait être uniforme dans le sens de la longueur. Les mesures de variations de teneur en eau doivent donc être menées verticalement afin de connaître le profil de séchage. Cependant, afin de vérifier l'hypothèse d'uniformité de profil dans le sens de la longueur et d'améliorer la précision par le calcul d'un profil de séchage moyen, il a été choisi de mesurer ce gradient selon trois sections verticales distinctes.
La mesure de gammadensimétrie est effectuée ponctuellement par un faisceau gamma collimaté, et pour diminuer les incertitudes de ce type de mesure, la durée d'émission des particules de rayon gamma est relativement longue (une dizaine de minutes par point) et toujours doublée. La prise de mesure pour un point dure donc environ vingt minutes. Pour décrire une section, compte tenu des premières mesures sur éprouvettes, il a été décidé de faire une mesure tous les deux centimètres, ce qui représente un pas cohérent avec la profondeur de séchage, estimée à 70 mm après 90 jours d'exposition lors d'essais de faisabilité sur éprouvettes sur banc fixe de gammadensimétrie, et avec le diamètre du plus gros granulat (D_{max} de 20 mm). Le premier point étant situé à deux centimètres de la face supérieure, la course du vérin nous permettait alors de faire 15 mesures, donc de représenter le profil de variation de teneur en eau sur les 30 centimètres supérieurs de chaque poutre.

Le poids important des poutres et le manque de place rendaient indispensable la conception d'un banc de mesure de gammadensimétrie mobile. Mais, afin de faire des comparaisons entre des mesures, il était indispensable d'être capable de se repositionner sur les mêmes points. En effet, la valeur de l'absorption du rayonnement gamma dépend beaucoup du matériau traversé, les granulats du béton n'absorbant pas de la même façon que la pâte. Ainsi, en fonction du repositionnement du faisceau d'une fois sur l'autre, le rayon risquait de traverser plus ou moins de granulats et de pâte, faisant ainsi varier l'intensité du flux transmis. Pour diminuer au maximum l'incertitude sur la mesure, il a donc fallu prévoir un moyen de repositionnement très performant, celui-ci étant rendu d'autant plus difficile que les poutres étaient atteintes d'alcali-réaction et qu'elles se déforment donc au cours du temps.
Une étude de faisabilité sur le banc fixe de la section Microstructure et Durabilité des Bétons du LCPC-Paris et un calcul approché ont été menés afin de déterminer l'impact d'un mauvais repositionnement sur l'incertitude de la mesure. Compte tenu de ces études, il a été spécifié que le repositionnement devait être de l'ordre du dixième de millimètre.

5.2.2.3 Réalisation matérielle

Pendant la conception du banc, l'accent a été mis sur la sécurité des utilisateurs du banc et les usagers de la salle. Pendant toute la durée des mesures, seules quatre personnes habilitées ont le droit de pénétrer dans la salle. En outre, l'utilisation d'un vérin de sécurité ramène automatiquement la source dans son réceptacle de plomb en cas de coupure de courant, d'air comprimé, ou si un usager appuie sur l'un des boutons d'arrêt d'urgence. Compte tenu de la durée de mesure (près de 15 heures), une automatisation a été réalisée afin que les trois sections puissent être mesurées en une nuit.
Afin de diminuer au maximum l'incertitude et en particulier celle due au repositionnement, l'idée d'avoir une origine absolue, fixe par rapport à la salle, a vite été abandonnée. En effet, les poutres se déformant du fait de l'alcali-réaction, il était important de prévoir un repositionnement relatif propre à chaque section de poutre mesurée. Par conséquent, le positionnement s'effectue par l'intermédiaire de trois repères fixes sur la poutre (un repère par section) et d'un couple laser / diode réceptrice fixé sur le banc (Figure I-28).
Un repère est constitué d'une plaque métallique comportant trois arêtes utiles (deux verticales et une horizontale) et fixée à la poutre. A l'aide d'un asservissement optique, le laser est capable de reconnaître le bord d'une arête. En effet, la diode reçoit le laser jusqu'à ce qu'il soit arrêté par la présence de la plaque, l'asservissement "sait" alors qu'il est sur l'arête, et ainsi dans les deux directions. Quand il rencontre le premier bord vertical (arête **1** de la Figure I-29), il se positionne grossièrement par rapport à l'axe (Ox), le banc descend alors pour chercher l'arête horizontale **2**. Quand il l'a rencontrée, il "connaît" sa cote précise. Il se déplace alors vers la gauche à la recherche de l'arête **3**, qui lui permet de se positionner finement selon l'axe (Ox) : il est ainsi positionné par rapport aux deux axes importants. La précision de repositionnement est renforcée par l'utilisation d'une vis sans fin de déplacement horizontal du chariot de pas particulièrement fin (4 mm par tour).

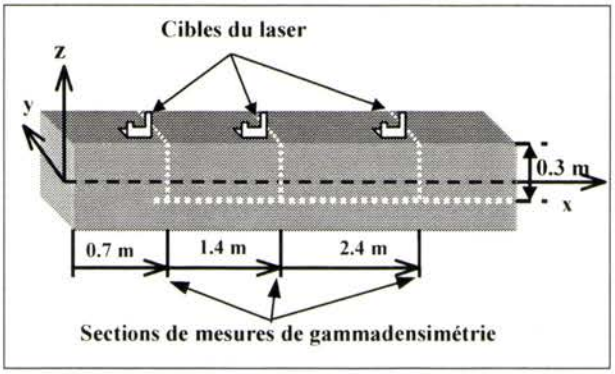


Figure I-28 : Repérage des sections de mesure de gammadensimétrie sur une poutre et cibles de positionnement

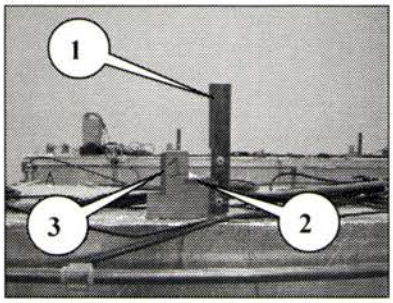


Figure I-29 : Plaque de positionnement du banc gamma (1 : arête de première approche du positionnement selon l'axe (Ox), 2 : arête de positionnement fin selon l'axe (Oz), 3 : arête de positionnement fin selon l'axe (Ox))

Remarque : Le positionnement par rapport au troisième axe (Oy) est moins important. En effet, si cette position est modifiée d'une mesure sur l'autre, le rayon ne fait que traverser plus ou moins d'air avant de traverser le béton, ce qui n'a pas d'influence.

Finalement, le banc de gammadensimétrie est donc constitué d'un bâti supportant la source et son réceptacle, le photo-multiplicateur permettant de compter les particules gamma, les deux collimateurs (trous de diamètre 10 mm), la carte électronique de comptage, le couple laser / diode et les feux de sécurité. Ce bâti peut être lié au vérin de levage à l'aide d'une interface. Au moment du raccordement, un câble électrique et un câble d'air comprimé doivent être branchés (Figure I-30).

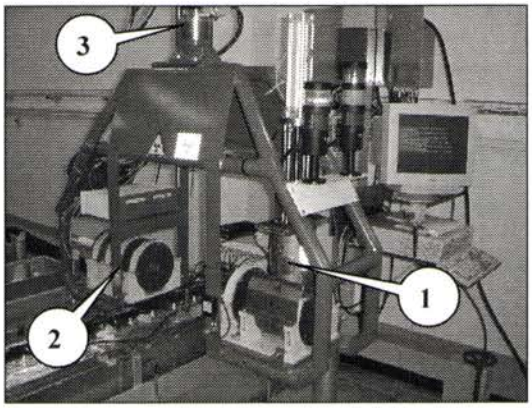


Figure I-30 : Banc de mesure de gammadensimétrie, porte-source (1), récepteur (2), connection au vérin (3)

5.2.2.4 Procédure de mesure

Une mesure se déroule comme suit :

- Fixer le banc de mesure au vérin et mettre le portique en position de telle sorte que le banc chevauche la poutre à mesurer.
- Allumer l'ordinateur et lancer le programme de mesure.
- A l'aide du laser et des plaques de mise en position, le programme recherche la première section à mesurer.
- Une fois en place, il lance deux mesures à vide (ce qui permet de connaître la valeur du flux émis I_0), puis démarre les mesures en chaque point de la section (deux mesures par point).
- Une fois que la mesure des 15 points de la section est réalisée, le programme recherche le repère de la deuxième section.
- Il répète ce cycle jusqu'à la fin de la troisième section.

Les résultats du nombre d'impulsions ayant traversé chaque point mesuré sont enregistrés sur l'ordinateur. Les variations de masse en chaque point peuvent alors être calculées.

Le résultat final est un profil moyen de séchage pour chaque poutre, obtenu en effectuant la moyenne des variations de masse traversée des trois sections, à chaque échéance de mesure (environ tous les mois) avec une précision de 0,4 % de variation relative de masse (cf. Annexe 6).

Remarque : Le banc de gammadensimétrie est, préalablement à toute mesure, étalonné à l'aide d'un étalon prismatique d'aluminium dont les trois dimensions et la masse volumique sont parfaitement connues. Cet étalonnage consiste à déterminer un coefficient de correction propre au matériel, afin de retrouver la densité de l'étalon à partir d'une série de mesures effectuées dessus.

5.2.2.5 Remarques pratiques

Du fait de différents problèmes techniques, les points 0 des poutres P1, P3 et P5 n'ont pas pu être effectués au moment de l'entrée en salle mais environ 20 jours après. Les mesures de ces trois poutres ont donc été recalées à partir des mesures de poutres de

caractéristiques proches (P2 pour P1 et P5, P6 pour P3), ce qui permet de mener des analyses similaires à celles des autres poutres. Ce recalage est rendu indispensable par l'importance du séchage dans les premiers jours, les pertes de masses pouvant atteindre 2 % à 0,02 m de profondeur.
De plus, la présence des armatures supérieures des poutres P4, P5 et P6 perturbe ces mesures. Ainsi, les variations de masse mesurées au troisième point de mesure de la section centrale de P4 sont affectées à un tel point que l'analyse en est impossible. La mesure de la profondeur 0,06 m est donc la moyenne des mesures effectuées uniquement au niveau des sections droite et gauche. En ce qui concerne le deuxième point de mesure, même si le problème d'incertitude n'est pas flagrant et n'est donc pas retiré complètement, l'analyse doit être faite en ayant conscience que ce point est proche des armatures et que l'incertitude en est donc affectée. De même, pour la poutre P5, l'armature est proche de 0,06 m de profondeur et la mesure de gammadensimétrie à cette profondeur est inexploitable pour les trois sections. Pour la poutre P6, il s'agit des troisième et quatrième points de mesure de la section droite qui sont perturbés. Pour l'analyse, les mesures des profondeurs 0,06 m et 0,08 m sont donc la moyenne des mesures effectuées uniquement à partir de deux sections.

5.2.2.6 Bilan

Le banc mobile de gammadensimétrie permet le suivi de la densité locale sur les 300 mm supérieurs des poutres en 15 zones cylindriques de 10 mm de diamètre. La mesure de trois sections d'une poutre est faite en une nuit et permet d'établir l'évolution d'un profil de séchage moyen des poutres avec une incertitude absolue de 0,4 % environ.

6 - Suivi structurel des poutres

Le suivi structurel des poutres, permettant l'analyse du comportement de structures soumises à une alcali-réaction et la validation des modèles, est constitué par des mesures de déformations locales, de déformations globales et par des mesures de flèches. Cette partie concerne l'analyse métrologique des différentes techniques utilisées dans cette étude.

6.1 Extensomètres à cordes vibrantes (CV)

6.1.1 Présentation

6.1.1.1 Principe de la mesure

Le principe de mesure par extensomètre à corde vibrante repose sur la relation directe entre la fréquence de vibration d'une corde et sa tension. Ainsi, il est possible de mesurer la déformation d'une corde vibrante par comparaison de sa fréquence de vibration actuelle par rapport à celle mesurée dans sa position initiale *[Joly, 1999]*, *[Bourquin & Joly, 2001]* :

$$\varepsilon = K\left(f^2 - f_0^2\right)$$

avec: ε : déformation de la corde vibrante,
K : coefficient extensométrique (en s^2), obtenu par étalonnage,
f : fréquence de la corde dans la position de mesure (en Hz),

f_0 : fréquence de la corde dans son état initial (en Hz).

Cette technique assure une fiabilité dans le temps, même dans des conditions sévères d'environnement comme celui d'un béton immergé.

6.1.1.2 Matériel utilisé

Suite à la thèse de Larive *[Larive, 1998]*, un modèle particulier d'extensomètre à corde vibrante a été conçu au LCPC. Ce type de capteurs présente de nombreux avantages, il permet en particulier un suivi fiable de déformations internes dans le béton sur des longues durées *[Joly, 1999], [Bourquin & Joly, 2001]*.

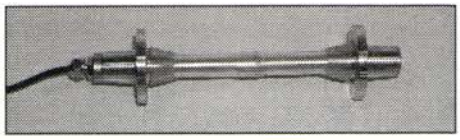


Figure I-31 : Extensomètre à corde vibrante conçu au LCPC

Ces capteurs sont issus de la modification de capteurs classiques. Ces modifications leur confèrent les avantages suivants :

Mode de vibration et diminution de l'inclusion

La vibration est provoquée par des aimants (référence 2 de la Figure I-32) placés de part et d'autre de la corde vibrante (référence 3). Sous l'effet du passage d'un courant électrique dans la corde, celle-ci est mise en vibration *[Joly, 1999], [Bourquin & Joly, 2001]*. Ce principe permet de réduire l'encombrement de l'extensomètre à corde vibrante dans le béton, causé par la présence d'une bobine électromagnétique dans les modèles courants, et donc, dans le cadre de capteurs noyés dans le béton, de diminuer l'effet d'inclusion.

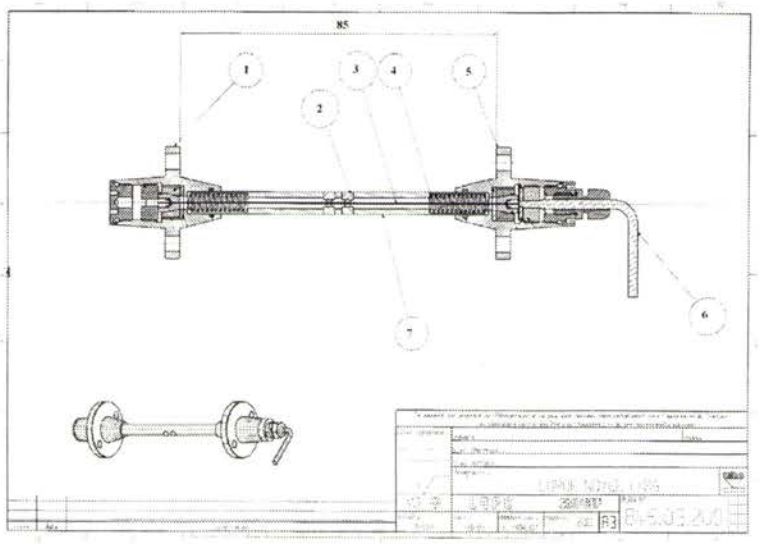


Figure I-32 : Plan d'une corde vibrante de 85 mm (1 et 5 : têtes de la corde, 2 : aimants, 3 : corde vibrante, 4 : ressort, 6 : câble électrique, 7 : tube de protection de la corde)

Extensomètres de toute taille

A condition d'utiliser un nombre d'aimants suffisants et d'étudier leur répartition le long de la corde vibrante, le principe permet la fabrication d'extensomètres de toute longueur. Ainsi, cinq longueurs de cordes ont été utilisées pour cette étude : 85 mm pour les extensomètres à corde vibrante internes au béton, 250 mm, 500 mm, 2600 mm et 3000 mm pour les extensomètres externes.

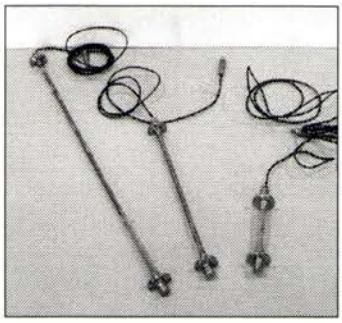


Figure I-33 : Trois dimensions de cordes vibrantes : 500 mm, 250 mm et 85 mm

Etanchéité

L'utilisation de ces capteurs dans des conditions sévères comme celles d'un béton immergé nécessite une étanchéité complète, afin d'éviter toute pénétration d'eau dans le tube métallique, ce qui risquerait d'induire une corrosion de la corde vibrante. Un nombre important de tests a été effectué afin de réaliser une étanchéité totale.

Absence de raideur

Afin d'éviter toute perturbation des gonflements due à un "effet d'armature" des cordes vibrantes, il était indispensable que ces capteurs aient une raideur minimale. La Figure I-32 montre que ce modèle de corde vibrante répond à cet objectif. En effet, le tube de protection 7 et les deux têtes métalliques 1 et 5 qui transmettent les efforts du béton à la corde vibrante ne sont pas liés de façon rigide, ce qui permet le libre déplacement des deux têtes par rapport au tube. La rigidité est donc amenée par la corde vibrante et les deux ressorts. En effet, la corde vibrante doit pouvoir mesurer du retrait, comme des gonflements, ce qui impose qu'elle puisse vibrer au repos et doit donc être prétendue. Cette tension est permise par la présence des deux ressorts prenant appui d'une part sur les têtes et d'autre part sur le tube de protection. Ainsi, la corde est prétendue à 10 kN lors de la fabrication.

Etalonnage

Chaque corde a été fabriquée et étalonnée à l'aide d'un banc fabriqué au LCPC. Cet appareillage permet d'imposer un déplacement à une tête de la corde. Les valeurs de fréquence de la corde sont relevées ainsi que la valeur du déplacement imposé (mesuré à l'aide d'un capteur de déplacement inductif de marque Tesa relié à un conditionneur électronique). La courbe parabolique d'étalonnage est ainsi tracée et le coefficient K est obtenu par calage de cette courbe (Annexe 7). Ce coefficient relie la différence des carrés des fréquences à un déplacement. Pour obtenir la déformation, cet allongement est divisé par la longueur de la corde.

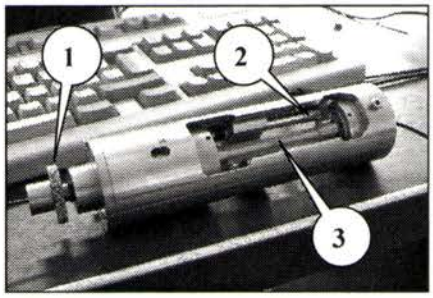


Figure I-34 : Banc d'étalonnage des cordes vibrantes de 85 mm de long. Chaque modèle de corde a son propre banc d'étalonnage (1 : vis imposant le déplacement d'une tête de la corde, 2 : capteur de déplacement, 3 : corde vibrante en cours d'étalonnage)

Chaque poutre est équipée de 54 extensomètres, fabriqués et étalonnés en interne par la section Durabilité des Ouvrages d'Art.

Acquisition des données

L'acquisition est effectuée à l'aide d'un multiplexeur électronique 56 voies, conçu et réalisé par la section Electronique du LCPC, interrogé par un programme informatique qui permet de faire la mesure sur toutes les cordes vibrantes d'une poutre en continu ; les cordes étant interrogées une à une, une mesure complète prend environ 10 minutes.

6.1.1.3 Mise en place des extensomètres à corde vibrante

Cordes vibrantes internes

Le positionnement des cordes vibrantes internes de 85 mm de long devait être le plus précis possible, en évitant au maximum les inclusions pouvant contrarier le gonflement libre du béton. Ce positionnement est obtenu par le coffrage. Par un jeu de baguettes et de trous de 1 mm de diamètre, il est possible de tendre un réseau de câbles, qui assure le maintien et la mise en position des cordes vibrantes internes.

Ces câbles de 1 mm de diamètre sont métalliques et constitués de 7 torons de 7 fils, ce qui leur confère un comportement souple. Même de diamètre réduit, ils pouvaient constituer une armature empêchant le libre gonflement du béton. Pour diminuer ce risque, les câbles ont été recouverts d'une gaine plastique, qui peut glisser librement sur le câble. Ce réseau de câbles permet d'obtenir une grande précision dans le positionnement des extensomètres internes (Figure I-35 et Figure I-36).

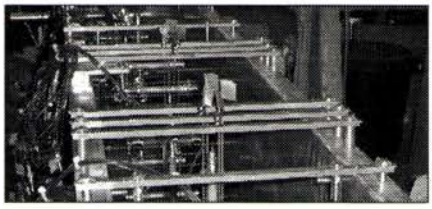


Figure I-35 : Baguettes métalliques de mise et de maintien en position des cordes vibrantes internes longitudinales et verticales

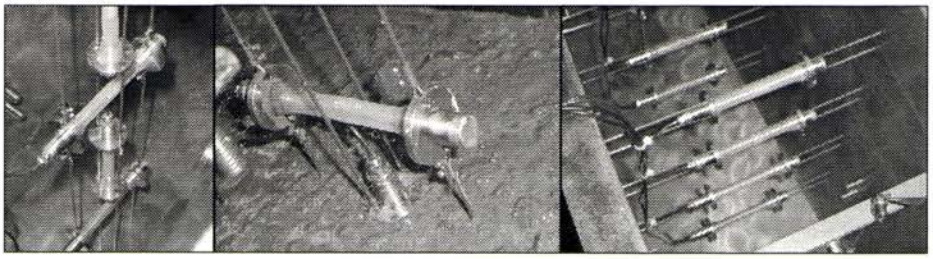


Figure I-36 : Cordes vibrantes internes longitudinales, verticales et transversales

Remarques : Afin d'éviter toute opposition au gonflement du béton, les cordes vibrantes internes ne sont que collées au câble à l'aide de cylastène (Figure I-37), des dominos électriques permettent le maintien en place pendant le collage (ils sont dévissés avant le coulage).

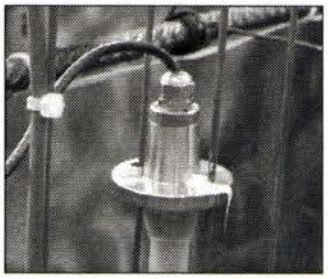


Figure I-37 : Détail du "collage" de la tête d'une corde vibrante verticale à l'aide de cylastène ; le domino électrique a été retiré avant le coulage

Toutes les cordes vibrantes internes sont ainsi positionnées dans deux directions par les câbles. L'incertitude de ce positionnement est apportée par la précision de l'usinage du coffrage et par le diamètre des trous des têtes des cordes vibrantes ; elle est de plus ou moins 1,5 mm. Dans la troisième direction, le réglage est fait au réglet ; l'incertitude sur le positionnement dans cette troisième direction est de l'ordre du millimètre.

Cordes vibrantes externes

Les cordes vibrantes externes sont fixées sur le béton par l'intermédiaire d'équerres métalliques vissées dans les inserts filetés mis en place dans le coffrage avant coulage (Figure I-38).

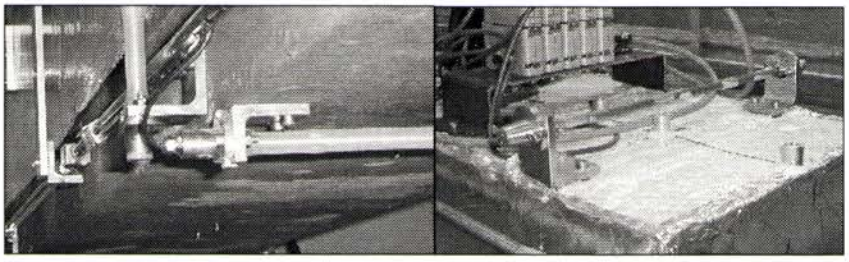


Figure I-38 : Fixation de deux extensomètres (250 mm et 500 mm de long)

Pour les cordes de 3 mètres, les équerres de fixation sont légèrement différentes. En effet, sur cette longueur, une flèche de plusieurs millimètres est attendue. Si la liaison béton / tête de corde était fixe, des rotations contraires seraient imposées aux deux têtes, ce qui impliquerait une flèche du tube de protection de la corde. La corde vibrante risquerait alors de le toucher et son bon fonctionnement ne serait plus assuré. Pour éviter ce phénomène, les têtes de ces cordes vibrantes sont montées sur deux petits axes et peuvent ainsi tourner par rapport aux fixations, composées d'un U métallique (Figure I-39). Les tubes de protection de ces cordes de 3 m étant flexibles, ils peuvent prendre naturellement une flèche importante qui empêche le fonctionnement normal du capteur. Pour pouvoir utiliser la corde vibrante, le tube repose donc sur des équerres maintenues en place par la règle d'aluminium utilisée pour les mesures de flèche.

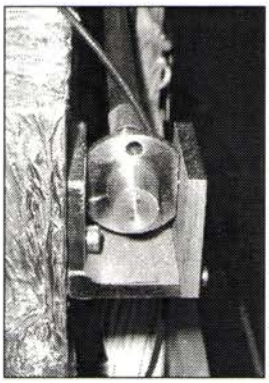


Figure I-39 : Dispositif de fixation des cordes vibrantes de 3 mètres sur la poutre

Le positionnement des cordes vibrantes externes étant donné par les inserts, la précision dépend par conséquent de l'usinage du coffrage ; elle est de plus ou moins 0,2 mm.

6.1.2 Méthode de mesure et qualification

6.1.2.1 Méthode de mesure

Les mesures, relevées une fois par semaine, sont, à l'exception du point 0, la moyenne de 40 fréquences successives (soit 6 heures de mesure), après élimination de fréquences aberrantes. Pour le point 0, l'évolution initiale de la fréquence est relevée pendant plus d'une demi-journée. La fréquence initiale est simplement la première des mesures.

6.1.2.2 Incertitudes sur la mesure par corde vibrante

Les calculs d'incertitude sont détaillés en Annexe 7. Ils sont effectués à partir de l'écart-type des mesures de fréquence réalisées pendant les essais sur poutre. Ils prennent donc en compte les incertitudes dues à la corde vibrante elle-même, mais aussi au procédé d'acquisition. Deux types de calculs ont été menés : le premier en prenant un coefficient d'extensométrie égal pour toutes les cordes vibrantes de même taille, le second en prenant le coefficient d'extensométrie propre à chacune des cordes vibrantes.

Pour cette étude, chaque corde a été étalonnée, ce qui permet d'obtenir une incertitude de 0,002 % (soit 20.10^{-6}, à comparer à une amplitude de mesure de l'ordre de 0,38 %, soit 3800.10^{-6}) au lieu d'une incertitude de 0,004 % pour la même déformation dans le cas d'un coefficient d'extensométrie moyen pour toutes les cordes vibrantes.
L'incertitude relative sur la mesure par extensomètre à corde vibrante est ainsi de l'ordre de 1 % quelle que soit la longueur du capteur (les extrêmes trouvés étant 1,5 % pour les cordes de 3 m, et 0,6 % pour les cordes de 500 mm) avec un coefficient d'étalonnage moyen. Elle est réduite de moitié en utilisant un coefficient d'étalonnage propre à chaque corde.

6.1.2.3 Discussion

L'utilisation des extensomètres internes a dû faire l'objet de vérifications. En effet, ceux-ci sont susceptibles de donner lieu à un artefact lié à leur inclusion dans le béton, contrairement aux cordes vibrantes externes.
Dans le cadre de mesures internes de gonflements d'alcali-réaction, des extensomètres à corde vibrante ont déjà été testés ; ils donnent la même mesure que des mesures de déformations externes et ont peu d'influence sur les gonflements des éprouvettes *[Larive, 1998], [Ballivy et al., 2000]*. Dans le cadre de sollicitations mécaniques de type "essai de compression simple", les expérimentations et les calculs numériques montrent une sur-estimation des déformations mesurées à cœur par corde vibrante, par rapport à celles mesurées en surface par jauges, extensomètre J2P ou extensomètres à billes "Pfender", ce qui a déjà été observé avec des jauges noyées et ce qui s'explique par un phénomène d'inclusion *[Torrenti & Boulay, 1993], [Tiveron & Mahut, 1996], [Dupont, 2002]*.
Dans le cadre de cette étude, de nouvelles expérimentations ont été menées vis-à-vis de la mesure de gonflement sur des prismes de 150 mm de large, 170 mm de haut et 250 mm de long. Le but était à la fois de comparer les valeurs de gonflements d'éprouvettes mesurés par extensomètre à bille (4 génératrices de Pfender) contenant ou pas un extensomètre interne (3 prismes de chaque type) et de comparer la mesure obtenue par extensomètre à bille et par extensomètre à corde vibrante. Les résultats sont résumés sur la Figure I-40.
Ces mesures montrent que les gonflements des six éprouvettes sont du même ordre et que les gonflements mesurés par cordes vibrantes sont parfaitement dans le fuseau des déformations obtenues par la mesure des extensomètres à bille. Ceci confirme que l'effet d'inclusion peut être négligé, si le corps d'épreuve n'est pas trop petit par rapport à l'extensomètre. Les effets de l'hétérogénéité des gonflements dus à l'alcali-réaction sont donc bien supérieurs aux perturbations pouvant être causées par un effet d'inclusion ; la méthode est donc bien cohérente avec les objectifs de mesures sur poutres.
Enfin, la bonne cohérence des différents moyens de mesures structurelles (cordes vibrantes internes et externes et capteurs de déplacement - cf. Partie II) apporte une confirmation définitive sur la validité de cette mesure dans le cadre de déformations d'origine chimique se déroulant sur une longue période.

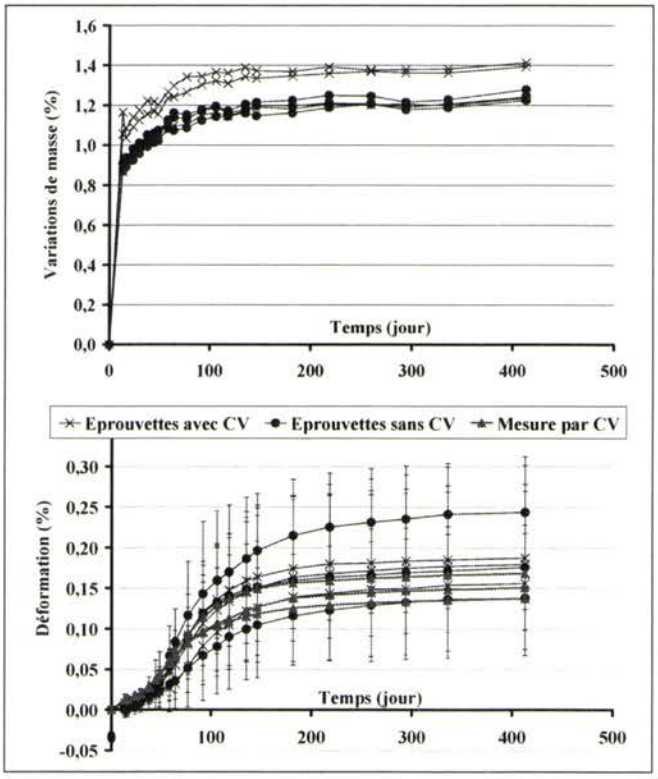


Figure I-40 : Comparaison de gonflement de prismes 150x170x250 mm avec et sans corde vibrante interne, mesuré par la technique Pfender et par corde vibrante

6.2 Capteurs de déplacements

6.2.1 Présentation

Pour le suivi des flèches, nous avons utilisé des capteurs numériques de déplacement Solartron de 10 mm d'étendue de mesure. Chaque capteur est livré avec un certificat de calibrage permettant de déterminer sa précision de mesure (de l'ordre de plus ou moins 1,5 µm). Les capteurs sont conditionnés par des boîtiers se trouvant sur la poutre. Les ordinateurs acquièrent les signaux de ces voies à la suite des mesures par extensomètres à cordes vibrantes. Le relevé est effectué une fois par semaine.

Pour mesurer la flèche, les capteurs sont fixés à l'aide d'une vis de blocage sur une règle d'aluminium de 100 mm de haut, simplement posée sur les appuis des poutres et maintenue en place par deux bagues enfilées sur la barre d'appui (Figure I-41). Cette règle matérialise la ligne moyenne passant par les appuis. Pour suivre la flèche de la poutre, l'extrémité des capteurs palpe une cible fixée mécaniquement à la poutre. Ces cibles sont vissées à la poutre par l'intermédiaire de deux inserts filetés mis en place dans le coffrage avant coulage, et donc totalement solidaires du béton environnant.

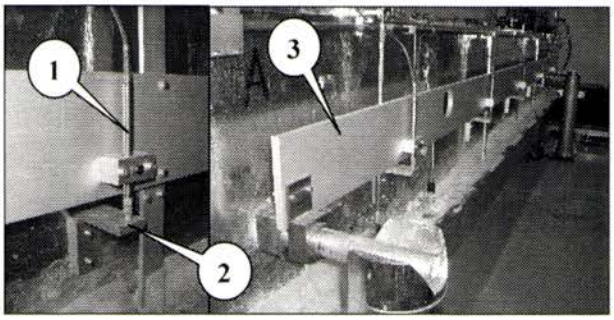


Figure I-41 : Capteur de déplacement Solartron (1), sa cible solidaire de la poutre (2) et la règle d'aluminium sur laquelle les capteurs sont fixés (3)

6.2.2 Qualification de la mesure

L'incertitude propre aux capteurs est de l'ordre de ± 1,5 µm. Cependant, des "sauts" anormaux ont été observés sur certains capteurs de déplacements d'une semaine à l'autre (Figure I-42) :

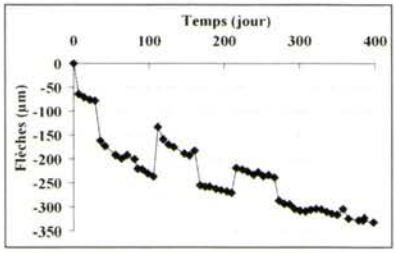


Figure I-42 : Suivi de la flèche de la poutre P3 au cours du temps

Ces sauts, de l'ordre de 100 µm, peuvent trouver leur explication par d'autres mesures faites sur les poutres qui peuvent les perturber. En effet, d'une part, les poutres sont soulevées régulièrement pour le suivi de l'évolution de leur masse. D'autre part, la procédure initiale de mesure d'humidité relative consistait à mettre et à retirer les capteurs capacitifs dans les réservations prévues à cet effet, ce qui provoquait des contacts avec la règle de maintien en position des capteurs de déplacement, qui pouvait s'en trouver légèrement déplacée.

En terme de mesure, ces écarts peuvent être récupérés par l'application d'un décalage numérique pour les valeurs affectées. Ainsi, il est très intéressant d'avoir des mesures toutes les semaines, ce qui permet de diminuer l'erreur commise. En estimant l'évolution moyenne du capteur sur la semaine où il subit le choc à l'aide de la variation de flèche de la semaine avant le choc et de la semaine après, l'erreur peut être minimisée. Il est important de noter que tous les sauts observés sont communs à tous les capteurs d'une même règle, ce qui tend à montrer que c'est la règle qui subit un déplacement. Les capteurs les plus proches des appuis n'enregistrant d'une semaine à l'autre que des évolutions limitées (de l'ordre de 50 µm pour P2), le moindre choc est repérable facilement, ce qui permet de conclure qu'aucun choc provoquant plus de 30 µm de déplacement sur les capteurs ne peut passer inaperçu sans être pris en compte. La précision de la mesure de flèche est donc de l'ordre de 30 µm. Ces sauts n'ont d'ailleurs été observés que sur les poutres P3 et P5.

7 - Bilan

Les moyens expérimentaux mis en œuvre dans cette étude ont permis de conserver les poutres et les éprouvettes dans des conditions parfaitement contrôlées et de caractériser précisément leur comportement mécanique et leurs déformations. En ce qui concerne leur environnement :

- Les éprouvettes sont conservées à 38°C ± 1°C à 30 % de HR, sous aluminium et en eau et à 37°C ± 1°C à 100 % de HR.
- Durant la phase de séchage pendant laquelle un gradient d'humidité se développe dans la hauteur des poutres entre la face supérieure exposée à une atmosphère à 30 % de HR et la partie inférieure immergée dans l'eau (les faces latérales étant recouvertes d'aluminium autocollant), les poutres ont une température de 37°C ± 1,5°C.
- Durant la phase de remouillage au cours de laquelle la face supérieure est recouverte d'eau, la température intérieure au béton des poutres est de 35°C ± 1,5°C.

Les bétons utilisés ont été caractérisés sur les plans chimique, physique et mécanique :

- La méthodologie de *[Larive, 1998]* permet de suivre précisément les variations de masse et les déformations dues à l'alcali-réaction (incertitude sur la valeur moyenne de la déformation d'une éprouvette de l'ordre de 10 µm/m).
- Les caractéristiques mécaniques (résistance en compression, module, résistances en fendage) sont mesurées à cinq échéances selon les normes respectives.
- Des données complémentaires nécessaires pour le re-calcul ont également été mesurées (porosité du béton, masse volumique...).
- Enfin, des observations au Microscope Electronique à Balayage et des tests à l'acétate d'uranyle ont été réalisés.

Concernant les poutres, plusieurs moyens de mesure ont été conçus spécialement pour cette expérimentation et ont fait l'objet d'une qualification plus détaillée *[Bourquin & Joly, 2001]*, *[Multon et al., 2003-b]*. Afin d'évaluer les mouvements hydriques au sein des corps d'épreuve, trois techniques ont été utilisées :

- Une technique de pesage permettant de mesurer la variation de masse globale des poutres à plus ou moins 10 g près.
- Des capteurs capacitifs de mesure d'humidité relative, placés dans des réservations en équilibre avec l'humidité interne du béton, à quatre profondeurs, autorisant une mesure à plus ou moins 1,5 %.
- Un banc de gammadensimétrie permettant d'établir un profil de variation relative de masse dans les 300 mm supérieurs, chaque mesure étant effectuée à plus ou moins 0,4 %.

En outre, trois types de mesures structurelles peuvent être distingués :

- Les mesures de déformations locales internes, effectuées à quatre profondeurs dans les trois directions, à l'aide d'extensomètres à corde vibrante petite base (précision relative de 0,5 %).

- Les mesures de déformations globales externes (Figure I-43), effectuées à plusieurs niveaux dans les trois directions par des extensomètres à corde vibrante grande base (précision relative comprise entre 0,5 % et 1,5 %).
- Les mesures de flèches, réalisées par des capteurs de déplacement avec une précision de plus ou moins 30 µm (qui est *a priori* suffisante par rapport aux variations des phénomènes provoqués par le caractère hétérogène de l'alcali-réaction - Figure I-43).

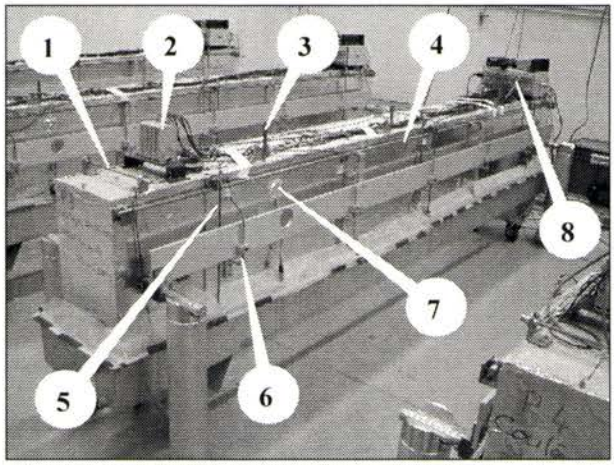


Figure I-43 : Equipement d'une poutre (1 : CV transversale de base 250 mm, 2 : conditionneur LVDT, 3 : cible de gammadensimétrie, 4 : CV longitudinale de base 3 m, 5 : CV verticale de base 500 mm, 6 : capteur de déplacement LVDT, 7 : réservation pour mesures de HR interne, 8 : conditionneur des CV)

Partie II

Analyse des expérimentations

Chapitre 1

Caractérisation des matériaux

Introduction

La caractérisation des matériaux a été réalisée à l'aide d'un nombre important d'éprouvettes afin de déterminer le comportement mécanique des bétons à différentes échéances et les effets mécaniques de l'alcali-réaction.
La première partie de ces essais a permis d'évaluer précisément le potentiel de déformation des deux formulations étudiées du point de vue de leur amplitude et de leur cinétique sous quatre environnements distincts. Ces mesures sont utilisées comme base pour l'analyse du comportement de tous les autres éléments constituant l'expérimentation.
Cependant, dans la réalité d'expertise d'ouvrages, ce potentiel de déformation totale est ignoré. Les essais sur carottes ne permettent d'obtenir que des valeurs d'expansion résiduelle alors qu'une partie des effets de la réaction s'est déjà produite. Il était donc important de fournir une donnée similaire en réalisant des carottages sur des éprouvettes de formulation identique. Ces mesures, qui constituent la donnée d'entrée d'une modélisation comme celle de Li *[Li, 2002]*, ont permis une analyse du protocole de l'essai d'expansion résiduelle.
En outre, une évaluation mécanique d'ouvrage nécessite une connaissance approfondie du comportement mécanique des matériaux. Des mesures de résistances et de modules ont ainsi été menées à cinq échéances.
Ces trois données constituent les **données d'entrée** indispensables à la validation des modélisations.
Enfin, des analyses chimiques (tests à l'acétate d'uranyle et observations au MEB) ont été réalisées aux différentes échéances d'essais mécaniques afin de caractériser l'avancement de la réaction par des techniques classiques.

1 - Potentiel de déformation des matériaux

Le potentiel de déformation des matériaux a été caractérisé à 38°C dans quatre environnements distincts : dans une atmosphère saturée à 100 % d'humidité relative, dans l'eau, sous aluminium étanche et à une humidité relative de 30 %. Les données issues des éprouvettes qui ont été suivies dès la fin de la période de cure (28 jours sous aluminium à 20°C) pendant 2 ans sont utilisées comme référence pour l'analyse des essais d'expansion résiduelle.

1.1 Anisotropie et hétérogénéité des gonflements d'alcali-réaction

L'analyse du comportement des bétons atteints d'alcali-réaction doit prendre en compte l'hétérogénéité des gonflements et son caractère anisotrope *[Larive et al., 2000-a]*. L'hétérogénéité est caractérisée par le coefficient de variation des gonflements (ratio écart type sur moyenne) et l'anisotropie par le ratio des gonflements mesurés parallèlement au coulage sur ceux mesurés perpendiculairement au coulage. Les déformations représentées sur les Figures II-1 à II-7 sont des déformations mesurées parallèlement aux axes des éprouvettes (déformations positives pour des gonflements). Il est important d'insister à ce stade que pour plus de facilité de mesure, les déformations verticales et horizontales ont été mesurées sur des éprouvettes distinctes : les déformations parallèles à la direction de coulage (ou verticales) sont mesurées sur les éprouvettes cylindriques ou sur les carottes issues de cylindres, alors que les

déformations perpendiculaires à la direction de coulage (ou horizontales) sont mesurées sur les éprouvettes prismatiques ou les carottes issues de prismes. Ce calcul du ratio d'anisotropie est donc déterminé à partir d'éprouvettes de formes distinctes. Or, des essais récents ont montré l'influence de la forme des éprouvettes sur la valeur de ce coefficient *[Smaoui, 2003]*. Ainsi, les valeurs obtenues dans le cadre de l'étude présente peuvent ne pas être directement comparables à celles obtenues par des mesures effectuées dans les deux directions sur une seule et même éprouvette.

1.1.1 Eprouvettes conservées en atmosphère saturée

La conservation en atmosphère saturée (humidité relative supérieure à 95 %) est préconisée pour les essais d'expansion résiduelle. Le suivi du gonflement en atmosphère saturée constitue donc une référence pour l'analyse de ces essais.

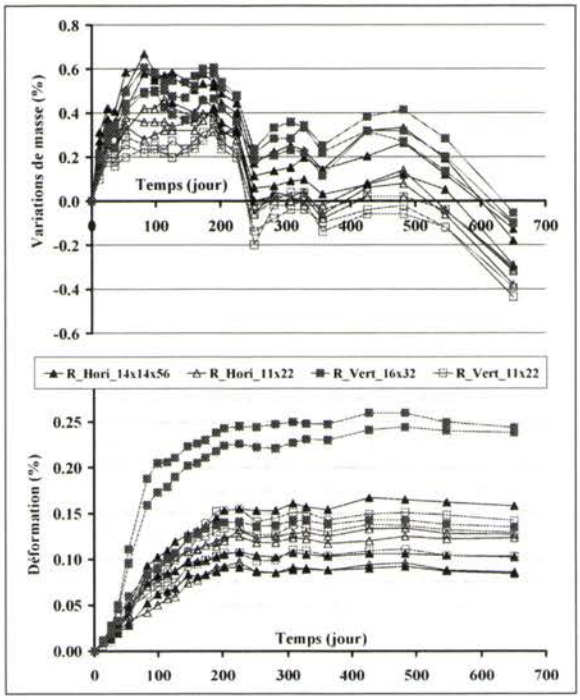


Figure II-1 : Variations de masse et déformations mesurées selon l'axe des éprouvettes (conservation à 100 % d'humidité relative à 38°C, suivies après 28 jours de cure sous aluminium à 20°C)

La Figure II-1 montre l'hétérogénéité importante des gonflements des éprouvettes conservées en atmosphère saturée. Le coefficient de variation caractérisant ce phénomène est de 25 % pour les déformations horizontales et de 32 % pour les déformations verticales (après 650 jours de mesure). La largeur du fuseau est du même ordre que celle obtenue lors de l'expérimentation de *[Larive et al., 2000-a]*, à l'exception des déformations très importantes de deux cylindres 16x32 qui se distinguent nettement par rapport aux autres éprouvettes.

En terme d'anisotropie, le rapport entre les déformations verticales et les déformations horizontales asymptotiques est de 1,4, ce qui est faible par rapport aux valeurs de

[Larive et al., 2000], avec un gonflement vertical moyen de 0,160 % et un gonflement horizontal moyen de 0,115 % après 650 jours d'exposition. En outre, nous avons tracé les déformations verticales en fonction des déformations horizontales sur la Figure II-2. Cette représentation montre que ce ratio est constant dans le temps. Le coefficient obtenu en traçant la droite de régression linéaire permet de prendre en compte l'ensemble des mesures. Il est également de 1,4.

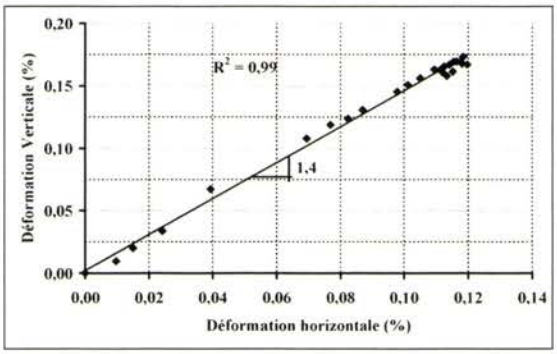


Figure II-2 : Déformations verticales en fonction des déformations horizontales des éprouvettes (conservation en atmosphère saturée à 38°C, déformations suivies après 28 jours de cure sous aluminium à 20°C)

Les courbes de variations de masse sont particulièrement perturbées, ce qui illustre les difficultés pour obtenir une atmosphère saturée stable et homogène pendant toute la durée de l'étude. Les deux chutes importantes de masse correspondent à des dysfonctionnements des vaporisateurs d'eau. Les éprouvettes auraient dû retrouver leur masse après leur remise en marche, ce qui n'est pas le cas. Les valeurs importantes d'hétérogénéité peuvent donc s'expliquer par des conditions d'environnement plus difficiles à rendre homogènes d'une éprouvette à l'autre que dans le cas des conservations en eau ou sous l'aluminium. Il est probable que la salle à atmosphère saturée ne réponde pas aussi bien au cahier des charges qu'il était attendu, preuve en est la dispersion importante des prises de masses des éprouvettes verticales (Figure II-1). Cette dispersion importante des gonflements dans cet environnement rend difficile l'analyse de ces mesures, en particulier le chiffrage de l'anisotropie, qui est très différent de ce qui est observé pour les deux autres conservations. La perte de masse des éprouvettes témoigne d'un séchage qui pourrait être la cause d'un arrêt prématuré des gonflements, même s'ils paraissaient se stabiliser peu avant le premier dysfonctionnement. Cependant, si les conditions ne sont pas parfaitement homogènes, l'humidité relative ne doit jamais varier que de quelques pour cent et demeure supérieure à 95 %.

1.1.2 Eprouvettes conservées en eau

La conservation en eau étant plus aisée à maintenir constante, les mesures de déformations de ces éprouvettes sont moins hétérogènes (Figure II-3).
Le coefficient de variation n'est que de 18 % dans les deux directions après 650 jours de mesure. Le rapport des déformations verticales et horizontales asymptotiques est, quant à lui, de 1,9, ce qui est du même ordre que ceux de *[Larive et al., 2000]*, avec un gonflement vertical moyen de 0,262 % et un gonflement horizontal moyen de 0,135 %

après 650 jours d'exposition. Comme précédemment, la Figure II-4 montre que ce coefficient est constant dans le temps, la droite de régression conduit pour cette conservation à un ratio de 2,0, qui est donc légèrement différent de celui déterminé à la stabilisation des gonflements.

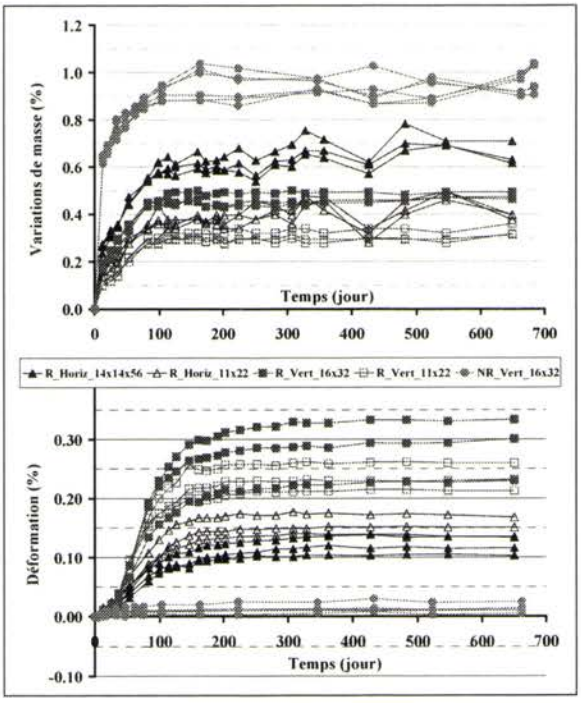


Figure II-3 : Variations de masse et déformations mesurées selon l'axe des éprouvettes (conservation en eau à 38°C après 28 jours de cure sous aluminium à 20°C)

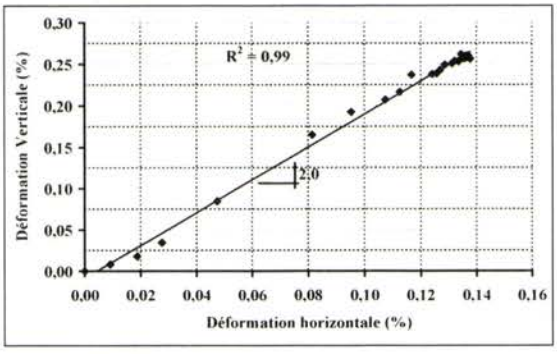


Figure II-4 : Déformations verticales en fonction des déformations horizontales des éprouvettes (conservation en eau à 38°C après 28 jours de cure sous aluminium à 20°C)

La différence d'allure entre les courbes des variations de masse du béton réactif et celles du béton non réactif provient d'une différence de procédure avant le point 0 (analysée en Partie I - Chapitre 2). Dans l'ensemble, les carottes ont une augmentation de masse moins importante que les éprouvettes, la différence ayant lieu principalement

dans les premiers jours. Cet écart s'explique par le procédé de carottage à l'eau, pendant lequel les carottes se saturent partiellement et prennent donc moins de masse par la suite. Or la comparaison de ces mesures et des mesures de déformation menées sur les éprouvettes de caractérisation mécanique ont montré qu'une différence de conditions d'environnement initial, pendant une période suffisamment réduite, n'a pas d'influence sur les gonflements (Partie I, Chapitre 2).

1.1.3 Eprouvettes conservées sous aluminium

Afin de caractériser au mieux les gonflements qui peuvent se produire dans la partie centrale des poutres, il était nécessaire d'établir les gonflements potentiels en absence d'apport d'eau.

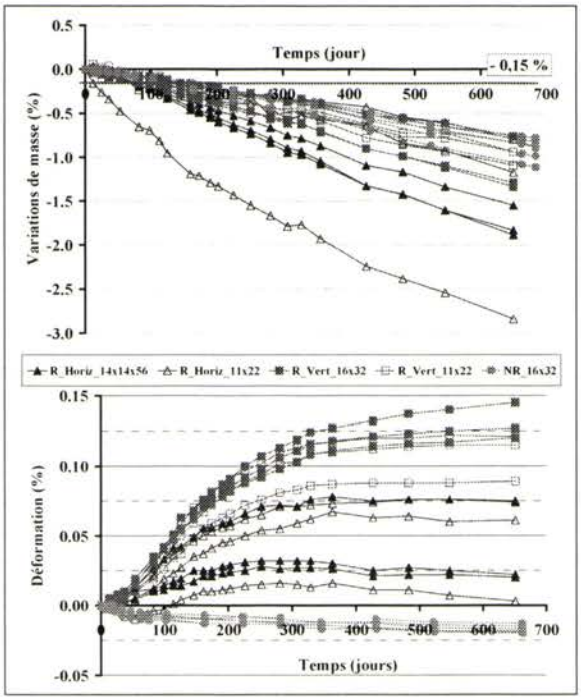


Figure II-5 : Variations de masse et déformations mesurées selon l'axe des éprouvettes (conservation sous aluminium à 38°C, suivies après 28 jours de cure sous aluminium à 20°C)

Dans ces conditions, le béton non réactif montre un retrait de l'ordre de 0,02 % (200 µm/m). Le coefficient de variation caractérisant l'hétérogénéité des gonflements dans les éprouvettes de béton réactif est de 15 % dans la direction verticale et de 73 % dans la direction horizontale. Cette dernière valeur est considérable et peut s'expliquer par la difficulté de maintenir une conservation homogène sous aluminium, du fait de fuites (cf. pertes de masses - Figure II-5). L'analyse de ces courbes montre un plafonnement des gonflements des éprouvettes et même l'apparition d'un retrait à cause d'un séchage important, malgré l'aluminium.

Pour les gonflements des prismes et des carottes issues de prismes, deux groupes distincts se dégagent, avec trois éprouvettes présentant des gonflements de l'ordre de

0,025 % et trois éprouvettes dont les gonflements sont supérieurs à 0,060 %. L'éprouvette qui gonfle le moins est celle qui a les pertes de masse les plus importantes, ce qui est cohérent avec le fait que l'ordre de grandeur des gonflements est lié aux variations de masse *[Larive, 1998]*. En revanche, cette corrélation n'est pas vérifiée pour les autres éprouvettes.
En terme d'anisotropie, le ratio gonflements verticaux sur horizontaux est de 2,8, ce qui est un coefficient important par rapport à ce qui a été obtenu pour les autres conservations et dans d'autres expériences *[Smaoui, 2003]*, en particulier avec ces granulats *[Larive et al., 2000-a]*. La particularité de ces essais a été de mesurer les déformations verticales et horizontales sur des éprouvettes distinctes. Ce protocole peut en partie expliquer le ratio important. En effet, pour la conservation sous aluminium, il a été particulièrement difficile de maintenir les mêmes conditions pour toutes les éprouvettes. Ainsi, les pertes de masse sont plus importantes dans le cas des éprouvettes prismatiques et issues de prismes que pour les autres éprouvettes. Ces pertes de masse ont pu se traduire par des gonflements volumiques moins importants dans ces éprouvettes, ce qui augmente l'écart entre gonflements verticaux et gonflements horizontaux. Cette analyse est confirmée par la Figure II-6, qui montre que la fonction liant les déformations verticales aux déformations horizontales est moins linéaire que pour les conservations précédentes. En outre, cette figure indique que les déformations ne se stabilisent jamais, ce que confirme la Figure II-5. Du fait des pertes de masse, le retrait devient plus important que les expansions, exclusivement pour les éprouvettes représentant la direction horizontale. En retirant les quatre points qui ne sont pas alignés, on obtient une représentation linéaire meilleure ($R^2 = 0,99$) et le coefficient d'anisotropie devient de l'ordre de 2,2, ce qui est plus cohérent avec les autres conservations (Figure II-6).

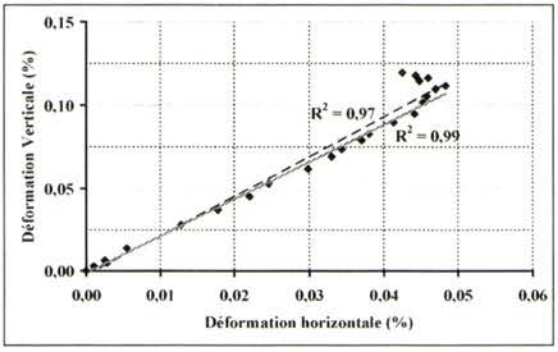


Figure II-6 : Déformations verticales en fonction des déformations horizontales des éprouvettes (conservation sous aluminium à 38°C, suivies après 28 jours de cure sous aluminium à 20°C)

Le seuil de perte de masse de 0,15 %, dont le dépassement doit amener l'arrêt des gonflements de l'alcali-réaction selon Larive, est atteint autour de 100 jours *[Larive et al., 2000-b]* ; pourtant les gonflements ne se sont pas arrêtés. Cependant, les éprouvettes de Larive n'étaient protégées que par une seule couche d'aluminium *[Larive, 1998]*, ce qui peut expliquer une perte de masse et donc d'eau répartie dans toute la masse des éprouvettes. Dans notre cas, les éprouvettes étudiées sont protégées par trois couches d'aluminium, ce qui garantit une meilleure étanchéité *[Toutlemonde*

& Le Maou, 1996]. Les pertes d'eau doivent donc être plus localisées, aux jointures de feuilles, près des bases des éprouvettes et donc assez loin des points de mesure (situés au milieu des éprouvettes). Ainsi, ces pertes affectent sans doute très peu la partie de béton mesurée. De plus, la formulation du béton de Larive contenait du sable réactif et donc des fines, reconnues pour avoir tendance à diminuer les gonflements par mobilisation des alcalins *[Hornain et al., 1996], [Qinghan et al., 1996]*. La formule étudiée ne contenant pas de sable réactif, une plus grande quantité d'alcalins est libre pour réagir avec la silice, ce qui peut déplacer le seuil d'arrêt des gonflements (exprimé ici en perte de masse) de la même manière qu'il déplace le seuil d'arrêt mis en évidence pour l'humidité relative *[Tomosawa et al., 1989]*.

1.1.4 Eprouvettes conservées à 30 % de HR

Afin de représenter le comportement du béton de la partie supérieure des poutres, il est nécessaire de déterminer l'évolution des pertes de masse et des déformations de retrait des deux bétons soumis à un séchage à 30 % de HR. Les deux bétons ont été formulés pour obtenir deux mélanges similaires en particulier du point de vue des squelettes granulaires. Cette démarche a permis d'obtenir deux bétons dont le comportement vis-à-vis du séchage est proche, tant du point de vue de la perte de masse que du point de vue des déformations de retrait (Figure II-7).

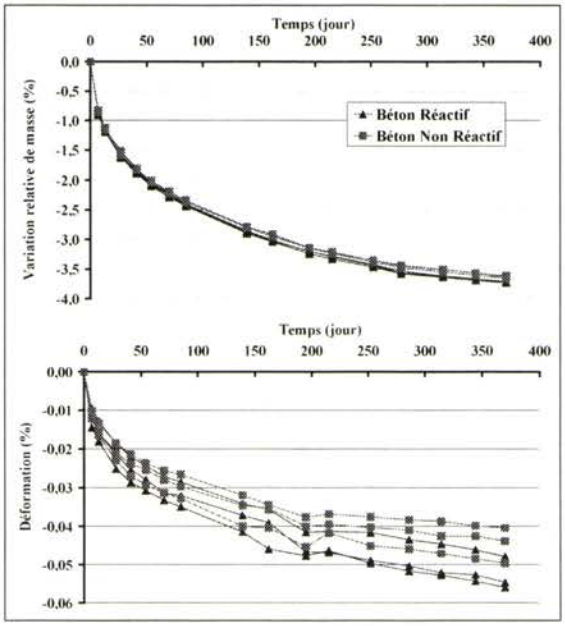


Figure II-7 : Variations de masse et déformations mesurées selon la direction axiale des cylindres 16x32 (conservation à 30 % de HR et 38°C après 28 jours de cure sous aluminium à 20°C)

Les deux bétons montrent des variations de masse de l'ordre de 3,7 % et des déformations de retrait de l'ordre de 0,049 % après 370 jours d'exposition à 30 % de HR.

1.1.5 Discussions et bilan

Les figures précédentes ne montrent pas de différences significatives entre les expansions mesurées sur "blocs" et celles mesurées sur carottes dans la même direction par rapport au coulage. Ainsi, pour les conservations en atmosphère saturée, sous aluminium et en eau, la taille de l'éprouvette n'affecte ni la cinétique, ni l'amplitude des gonflements d'alcali-réaction obtenus. L'absence d'effet d'échelle montre que les données obtenues sont des données intrinsèques au matériau, liées aux apports d'eau, qui peuvent donc être utilisées dans des calculs en tant que telles. En revanche, pour la conservation à 30 % de HR, le séchage pénètre progressivement dans l'éprouvette et les mesures obtenues ne sont donc pas intrinsèques au matériau mais dépendent de la forme de l'éprouvette.

1.2 Potentiel de déformation des bétons en fonction des apports d'eau

L'analyse du comportement structurel des poutres nécessite de caractériser précisément le potentiel de déformation du béton les constituant. Pour les poutres étudiées, trois zones sont distinguées en fonction de leur humidité interne : la partie supérieure, soumise à un séchage jusqu'à une HR de 30 %, la partie inférieure, immergée ou soumise à une prise d'eau par imbibition et une partie médiane qui n'est affectée ni par le séchage ni par la remontée capillaire et qui peut être représentée par des éprouvettes conservées sous aluminium. Enfin, la donnée à 100 % de HR permet une analyse à l'aide du module ALKA développé par Li *[Li, 2002]*. La description de la cinétique des expansions locales du matériau en fonction de ces conditions de conservation et en tenant compte de leur caractère anisotrope peut être obtenue par l'utilisation du modèle de Larive et le calcul des paramètres (ε_{inf}, τ_{carac} et $\tau_{latence}$) *[Larive, 1998]*.

1.2.1 Déformation du béton de formulation non réactive

La Figure II-8 montre l'ensemble des mesures effectuées pour le béton témoin. Dans l'eau, ce béton montre un gonflement d'origine hydrique maximum de l'ordre de 0,015 %. Sous aluminium, le retrait atteint environ 0,02 %, alors qu'il dépasse 0,04 % après 300 jours d'exposition à 30 % de HR.

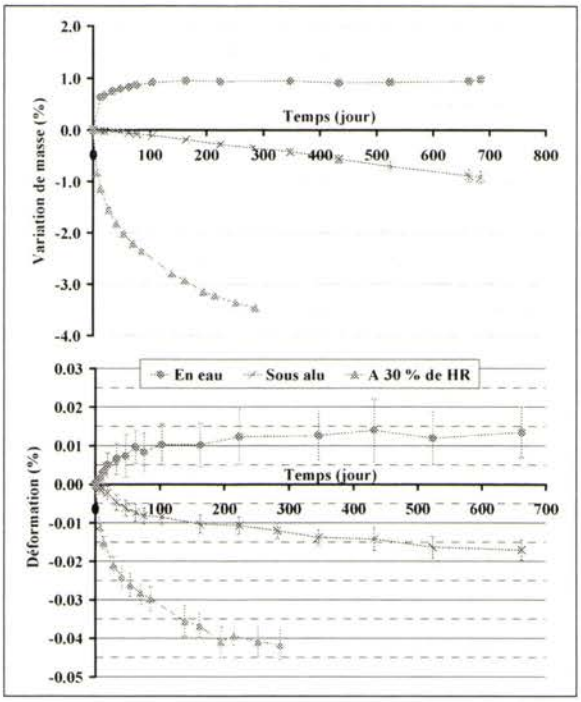


Figure II-8 : Variations de masse et déformations verticales du béton non réactif en fonction du mode de conservation

1.2.2 Déformation du béton de formulation réactive

Les Figures II-9 et II-10 illustrent les variations dimensionnelles dans les directions verticales et horizontales pour le béton réactif. Avant tout calcul, les Figures II-9 et II-10 montrent des résultats attendus, avec des gonflements d'autant plus importants que les apports d'eau sont importants. De même, la conservation a une influence notable sur la cinétique des expansions qui se stabilisent avant 200 jours de conservation en eau, autour de 200 jours pour les éprouvettes en atmosphère saturée et plutôt après 300 jours pour les éprouvettes conservées sous aluminium.

Cette caractérisation peut être explicitée à l'aide du modèle de Larive, qui permet de quantifier précisément tant les amplitudes de gonflements que leurs cinétiques *[Larive, 1998]*. Afin d'alléger l'analyse, elle a été effectuée sur les valeurs moyennes, ce qui permet de caractériser précisément les gonflements en fonction des trois conditions de conservation (Tableau II-1 - optimisation effectuée par moindres carrés entre le modèle et les mesures à chaque échéance *[Barbier, 2003]*).

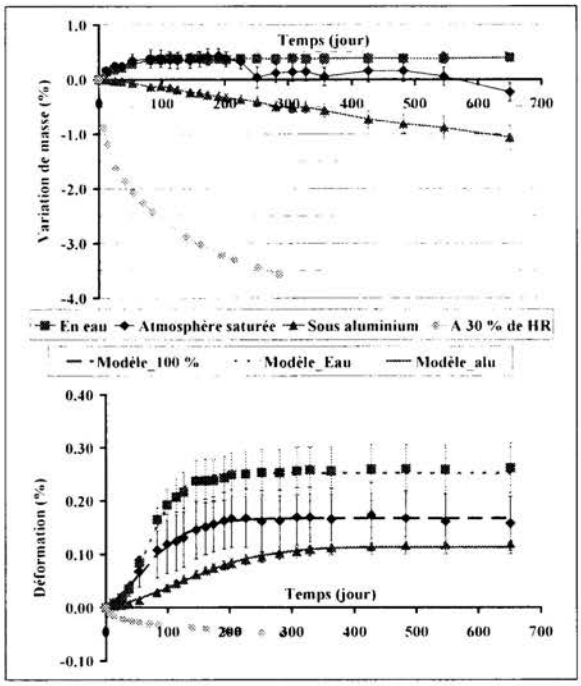


Figure II-9 : Variations de masse et déformations verticales expérimentales et modélisées du béton réactif en fonction du mode de conservation

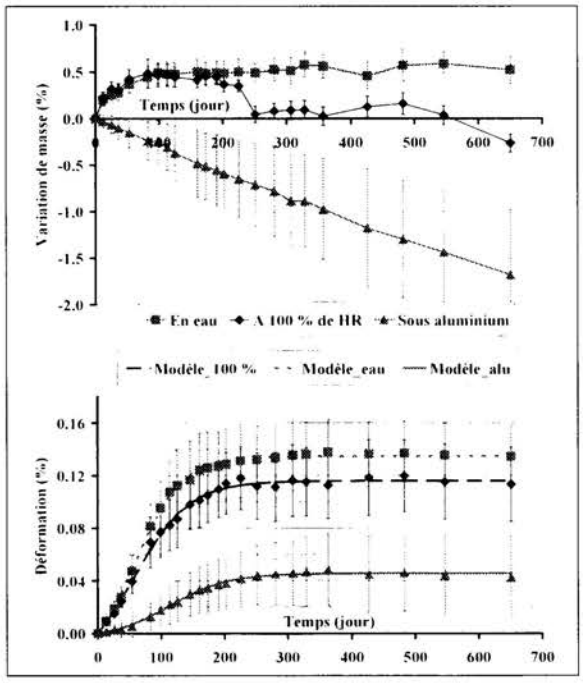


Figure II-10 : Variations de masse et déformations horizontales expérimentales et modélisées du béton réactif en fonction du mode de conservation

	Verticale			Horizontale			
	A 100 % HR	En eau	Sous aluminium	A 100 % HR	En eau	Sous aluminium	
ε_infini	0,168	0,252	0,115	0,116	0,135	0,046	en %
τ-Lat	53	68	121	55	58	113	en jours
τ_Carac	41	27	68	45	37	46	en jours

Tableau II-1 : Paramètres caractérisant la cinétique moyenne de déformation des éprouvettes suivies après 28 jours de cure en fonction de leur conservation (Modèle de Larive *[Larive, 1998]*)

Les temps de latence et les temps caractéristiques pour les éprouvettes conservées en eau et à 100 % d'humidité relative sont toujours proches, ce qui convient bien avec le fait que leurs prises de masse soient pratiquement identiques (durant les 200 premiers jours au moins). Les temps de latence de ces deux conservations sont inférieurs à ceux des éprouvettes conservées sous aluminium, les gonflements augmentant plus rapidement dans le cas d'apports d'eau conséquents. Pour les temps caractéristiques, la même observation peut être faite pour la direction verticale, alors que les valeurs sont assez proches les unes des autres pour la direction horizontale. Une analyse plus complète de ces paramètres de modélisation a été effectuée en considérant chaque éprouvette séparément et en effectuant le calibrage par une méthode de moindres carrés pondérés *[Barbier, 2003]*. Des différences maximales de 0,007 % en terme de gonflements asymptotiques et de moins de 8 jours pour les temps apparaissent, ce qui illustre le faible effet de la méthode choisie pour déterminer les paramètres, sur leur valeur estimée. Finalement, le Tableau II-1 peut se "simplifier", en arrondissant les temps à 5 jours près et la valeur des déformations à 0,01 % près (Tableau II-2). Les modélisations peuvent utiliser ces valeurs, mais il sera nécessaire de déterminer la sensibilité des calculs par rapport à ces arrondis, afin de connaître la précision des calculs en terme de cinétiques et d'amplitudes.

	Verticale			Horizontale			
	A 100 % HR	En eau	Sous aluminium	A 100 % HR	En eau	Sous aluminium	
ε_infini	0,170	0,255	0,115	0,115	0,135	0,045	en %
τ-Lat	55	70	120	55	60	115	en jours
τ_Carac	40	25	70	45	35	45	en jours

Tableau II-2 : Paramètres arrondis caractérisant la cinétique moyenne des éprouvettes suivies après 28 jours de cure en fonction de leur conservation (Modèle de Larive *[Larive, 1998]*)

1.2.3 Déformations de retrait de séchage

Les déformations de retrait de séchage nécessitent une analyse supplémentaire. En effet, localement, la déformation de retrait peut être supposée proportionnelle à la perte de masse *[Granger et al., 1997]*, *[Torrenti et al., 1999-b]*. Cependant, dans le cas du séchage d'éprouvettes de telle taille, un gradient d'humidité relative se développe entre le cœur et la surface de l'éprouvette qui peut alors être considérée comme une structure. Cette mesure de déformation de retrait n'est donc pas à proprement parler une donnée "matériau". Pour déterminer au mieux la relation entre perte de masse et retrait, nous avons tenté de modéliser le plus finement possible la perte de masse du béton au sein de l'éprouvette. A cette fin, nous avons émis l'hypothèse que la perte de masse était exclusivement radiale (nous avons donc négligé la perte de masse par les deux bases). Cette hypothèse surestime la masse perdue par le béton des surfaces

latérales. Puis, nous avons supposé une forme mathématique simple pour représenter le profil de perte de masse dans les éprouvettes (Figure II-11) :

$$\frac{\delta m}{m} = 2.\pi.h.\left(a.\rho^4 + b\right).\rho.d\rho$$

avec δm/m : la perte de masse d'une couronne de béton de rayon moyen ρ et d'épaisseur dρ, h, la hauteur de l'éprouvette, et a et b, les paramètres à déterminer.

Cette équation permet de représenter simplement les courbes mesurées couramment par gammadensimétrie *[Baroghel-Bouny, 1994]*.

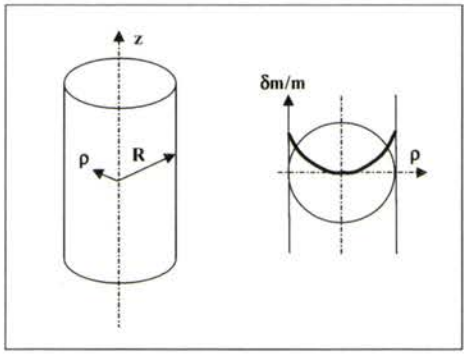


Figure II-11 : Perte de masse dans une éprouvette cylindrique exposée à un séchage à 30 % de HR et 38°C

Une fois la valeur limite de séchage atteinte au niveau de la surface extérieure, le problème se résume à un système de deux équations, la première représentant la variation relative de masse totale et la seconde étant imposée par la condition limite de perte de masse de 4 % pour la couronne de béton extérieure (entre 0,07 m et 0,08 m de rayon).

$$\begin{cases} \left.\dfrac{\Delta m}{m}\right|_{tot} = \displaystyle\int_0^R 2.\pi.h.\left(a.\rho^4 + b\right).\rho.d\rho \\ \left(\displaystyle\int_{R-0,01}^R 2.\pi.h.\left(a.\rho^4 + b\right).\rho.d\rho\right) \times \dfrac{R^2}{\left(R^2 - (R-0,01)^2\right)} = -4\% \end{cases}$$

Dans ce calcul, il faut faire attention à la définition des variations relatives de masse des éprouvettes. En effet, ces variations relatives sont définies à partir de la masse initiale totale de l'éprouvette. Or, les variations relatives de masse de chaque couronne doivent être calculées à partir de la masse initiale de chacune. En supposant que la densité du béton est homogène dans l'éprouvette, cela revient à multiplier la variation relative calculée (terme entre parenthèses de la deuxième équation) par le rapport du volume total de l'éprouvette par le volume de la couronne (deuxième terme de la deuxième équation).

La résolution de ce système permet de déterminer les profils de masse au cœur des éprouvettes à n'importe quelle échéance (Figures II-12 et II-13).

Les Figures II-12 et II-13 montrent que la perte de masse en surface extérieure est atteinte dès 30 jours d'exposition pour les deux bétons. Avec les hypothèses utilisées, le cœur de l'éprouvette commence donc à sécher à partir de cette date. A 370 jours, le profil obtenu confirme la stabilisation du processus de perte de masse avec un profil pratiquement uniforme. La rapidité du phénomène s'explique par les conditions sévères de séchage (30 % de HR et 38°C). En outre, ces conditions particulières rendent difficile la comparaison avec des mesures existantes, qui sont rarement effectuées à de telles humidités.

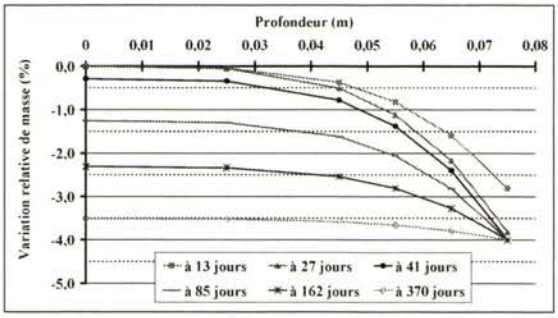


Figure II-12 : Profils de variation relative de masse au sein d'une éprouvette cylindrique de béton réactif soumise à un séchage à 30 % de HR et 38°C

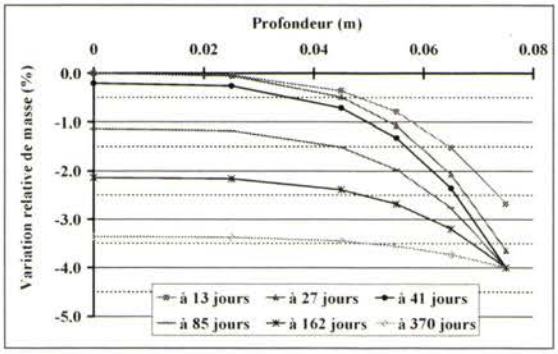


Figure II-13 : Profils de variation relative de masse au sein d'une éprouvette cylindrique de béton non réactif soumise à un séchage à 30 % de HR et 38°C

Ce calcul nous permet de déterminer les variations relatives de masse de n'importe quelle partie de l'éprouvette. Pour notre étude, nous souhaitions déterminer une relation entre les variations relatives de masse et les déformations de retrait mesurées en surface. Le retrait étant en fait un retrait empêché, ces déformations ne sont pas réellement représentatives du retrait en surface mais dépendent du comportement de toute l'éprouvette. Le but de cette analyse est de déterminer les valeurs de retrait en partie supérieure de la poutre en fonction des pertes de masse locale du béton. Or, la première mesure de perte relative de masse par gammadensimétrie est située à 0,02 m de profondeur et représente une épaisseur de 0,03 m d'épaisseur de béton. Ainsi, la variation relative de masse mesurée dans la partie haute des poutres correspond à une moyenne des variations relatives d'une couche de béton de 0,03 m d'épaisseur. Nous

avons donc décidé de relier la déformation mesurée sur éprouvettes à la variation relative de masse d'une couche de béton de 0,03 m d'épaisseur (Figure II-14).
La déformation de retrait est proportionnelle à la perte de masse *[Granger et al., 1997], [Torrenti et al., 1999-b]*. Pourtant, la linéarité obtenue est plutôt moyenne (R^2 de l'ordre de 0,94) et la valeur de l'ordonnée à l'origine est importante.

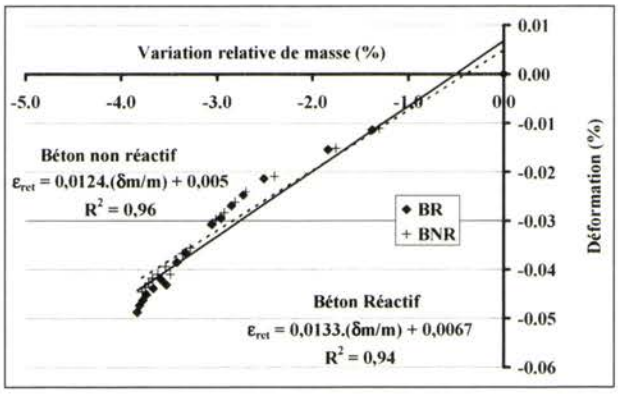


Figure II-14 : Déformation de retrait de séchage mesurée sur éprouvettes de béton en fonction de la variation relative de masse de la couronne externe de l'éprouvette d'épaisseur 0,03 m

Ces phénomènes s'expliquent par les hypothèses effectuées tout le long de l'analyse. D'une part, la perte de masse a été surestimée par l'hypothèse de séchage exclusivement radial. D'autre part, le retrait mesuré n'est pas réellement le retrait imposé, qui serait réellement proportionnel à la perte de masse. Ainsi, la meilleure relation entre variations relatives de masse et retrait imposé est celle obtenue pour stabilisation complète du processus. En effet, à ce moment-là, la perte de masse moyenne est égale à la perte de masse locale en tout point de l'éprouvette et le retrait est homogène au sein de toute l'éprouvette. Lors de la dernière mesure effectuée, la perte de masse est de -3,8 % pour les deux bétons et les déformations sont respectivement de -0,050 % et -0,045 % pour le béton réactif et le béton non réactif. Cependant, la stabilité n'est pas encore atteinte ; nous avons donc choisi de représenter la relation entre perte relative de masse et déformation de retrait des deux bétons par la relation linéaire établie par cette analyse :

- soit $\varepsilon_{ret} = 0{,}0133\frac{\delta m}{m} + 0{,}0067$ pour le béton réactif,
- et $\varepsilon_{ret} = 0{,}0124\frac{\delta m}{m} + 0{,}0050$ pour le béton non réactif.

1.3 Bilan

Ces mesures ont permis de constituer une banque de données importante concernant le comportement des deux formulations de béton étudiées dans plusieurs conditions de conservation. Ces données ont été analysées à l'aide du modèle de Larive *[Larive, 1998]*, ce qui a permis de déterminer les trois paramètres caractérisant la cinétique et l'amplitude des expansions du matériau en fonction de ces conditions de conservation et dans deux directions perpendiculaires pour prendre en compte l'anisotropie.

Pour les gonflements d'alcali-réaction en eau, en atmosphère saturée et sous aluminium, les mesures peuvent être considérées comme des données intrinsèques au béton réactif. En revanche, la conservation à 30 % de HR a nécessité une interprétation afin de parvenir à une donnée plus proche d'une donnée intrinsèque que celle donnée directement par la mesure.

2 - Effet d'un changement de conditions hydriques sur le béton réactif

Afin de compléter les informations concernant les gonflements de bétons atteints d'alcali-réaction, il était utile d'enrichir cette première analyse en modifiant les conditions hydriques des éprouvettes. La question du rôle exact de l'eau dans les mécanismes chimiques et le caractère "vieillissant" ou non du gel restent en effet des questions controversées. Dans ce but, six éprouvettes (trois pour chaque direction de coulage), conservées précédemment en eau, ont été placées à 30 % de HR. On attend alors un retrait de séchage pour le béton réactif dans lequel s'est développé l'alcali-réaction. En second lieu, six éprouvettes conservées sous aluminium et six autres conservées en atmosphère saturée ont été mises en eau. Le caractère réversible ou non de l'effet des apports d'eau sur les déformations d'alcali-réaction constitue en effet un point majeur dans leur modélisation *[Li, 2002]*.

2.1 Séchage du béton dans lequel ont eu lieu des gonflements d'alcali-réaction

2.1.1 Eprouvettes conservées initialement en eau, soumises à un séchage

Après 28 jours de cure et 676 jours d'exposition en eau, six éprouvettes (trois pour représenter la direction perpendiculaire au coulage, ou horizontale, et trois pour la direction parallèle - verticale) ont été placées dans une atmosphère à 30 % de HR. La Figure II-15 montre que les éprouvettes réagissent toutes de la même manière, avec un départ important d'eau et un retrait de séchage modéré. Ainsi, même sous un séchage sévère (38°C et 30 % de HR), le retrait observé ne compense pas les gonflements d'alcali-réaction et une déformation résiduelle importante demeure.

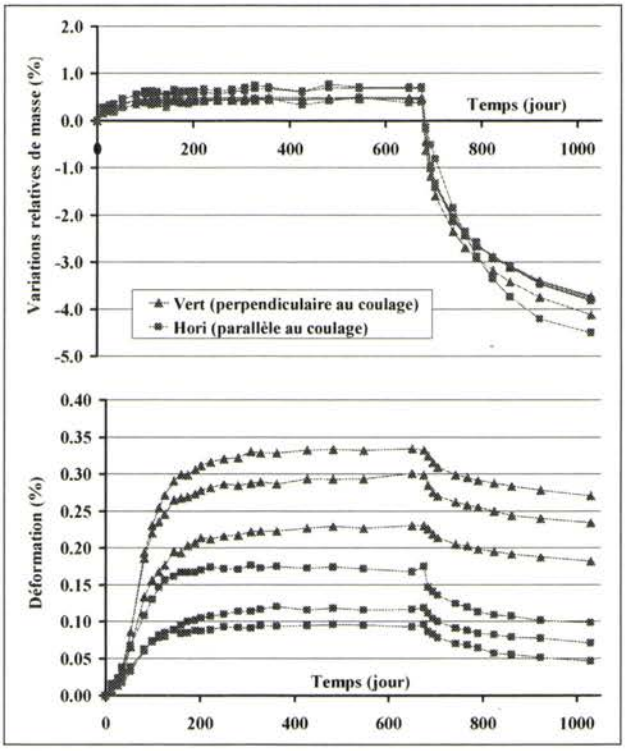


Figure II-15 : Variations de masse et déformations d'éprouvettes soumises à un séchage à 30 % de HR après avoir subi un développement d'alcali-réaction pendant 676 jours

2.1.2 Comparaison avec les éprouvettes soumises à un séchage dès la fin de la cure

Le comportement de ces éprouvettes lors du séchage a été comparé avec le comportement des éprouvettes soumises à un séchage dès la fin de la période de cure. Dans ce but, la date de l'exposition au séchage a été définie comme nouvel instant initial et les déformations ont été recalées par rapport à la dernière valeur dans l'environnement précédent (Figure II-16). En considérant que toutes les éprouvettes sont dans le même état hydrique après les 28 jours de cure sous aluminium, les variations de masse n'ont pas été recalées. Nous constatons un comportement tout à fait identique pour les différentes éprouvettes. En terme de variation de masse, les courbes moyennes des éprouvettes placées précédemment en eau rejoignent rapidement celles des éprouvettes ayant toujours été à 30 % de HR. Les déformations de retrait ont la même allure quelle que soit la direction de mesure par rapport au coulage et quel que soit l'instant de l'exposition au séchage. Cette courbe montre parfaitement que la présence de gels dans les éprouvettes en béton réactif ne modifie en rien le retrait de séchage, comme il avait été observé sur des bétons de formulations proches dans l'étude *[Larive, 1998]*. Les relations déterminées entre les déformations de retrait et les pertes relatives de masse établies au paragraphe 1.2.3 restent donc valables quelle que soit l'histoire chimique de l'éprouvette, et l'alcali-réaction ne modifie pas sensiblement les processus de diffusion de l'eau.

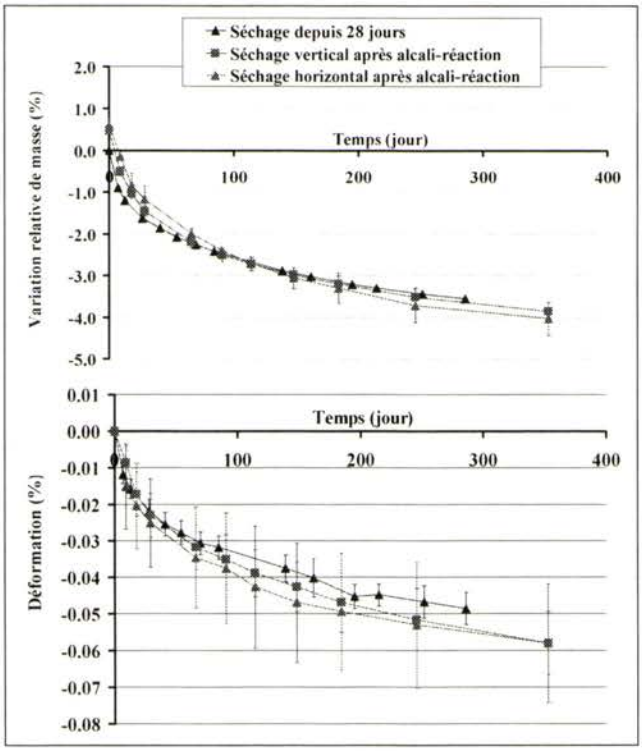


Figure II-16 : Comparaison des variations de masse et des déformations d'éprouvettes soumises à un séchage à 30 % de HR après avoir subi un développement d'alcali-réaction pendant 676 jours et des éprouvettes soumises au séchage après 28 jours de cure

2.2 Effet d'un apport d'eau tardif

Afin de déterminer l'influence d'un apport d'eau tardif sur le gonflement d'un béton dans lequel l'alcali-réaction s'est développée de manière moins importante par manque d'eau, les éprouvettes conservées préalablement en atmosphère saturée et sous aluminium ont été immergées.

2.2.1 Eprouvettes conservées précédemment en atmosphère saturée

Afin d'analyser le comportement de ces éprouvettes, nous avons tracé sur un même graphique le comportement d'éprouvettes ayant passé 676 jours en atmosphère saturée puis immergées et le comportement d'éprouvettes ayant toujours été immergées et provenant du suivi de déformations des études "potentiel de gonflement" et "caractérisation mécanique" (Figure II-17). De plus, les éprouvettes placées initialement en eau n'ayant été mesurées que jusqu'à 680 jours, nous avons prolongé les courbes par une valeur constante égale à celle mesurée à la dernière date de mesure, afin de comparer les variations de masse et les déformations jusqu'à 900 jours.

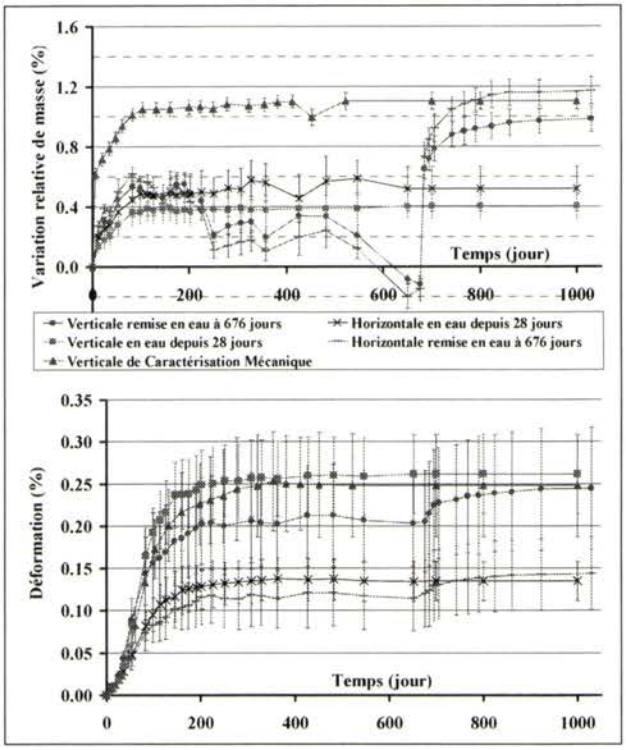


Figure II-17 : Comparaison des variations de masse et déformations d'éprouvettes immergées après avoir subi un développement d'alcali-réaction pendant 676 jours en atmosphère saturée et des éprouvettes en eau depuis 28 jours

En terme de variation de masse, les courbes des éprouvettes immergées après le développement de l'alcali-réaction rejoignent rapidement celles des éprouvettes de l'étude "caractérisation mécanique" (seules éprouvettes ayant été scellées avant le point 0), la différence avec les autres courbes provenant des problèmes de conditionnement préalable au point 0 en terme de suivi de masse.

Les courbes de déformations atteignent également les valeurs des éprouvettes qui ont toujours été conservées en eau, avec une augmentation de l'ordre de 0,035 % de déformation (350 µm/m) dans la direction verticale et de 0,025 % de déformation (250 µm/m) dans la direction horizontale, qui sont plus importantes que celles observées dans l'étude *[Larive, 1998]* de l'ordre de 0,015 % de déformation (150 µm/m).

2.2.2 Eprouvettes conservées précédemment sous aluminium

La même analyse a été effectuée sur des éprouvettes dont les gonflements d'alcali-réaction s'étaient développés initialement sous aluminium (Figure II-18). Le même comportement est également observé sur ces éprouvettes avec des déformations importantes rapidement après l'immersion : de l'ordre de 0,07 % de déformation (700 µm/m) dans les deux directions en moins de 150 jours.

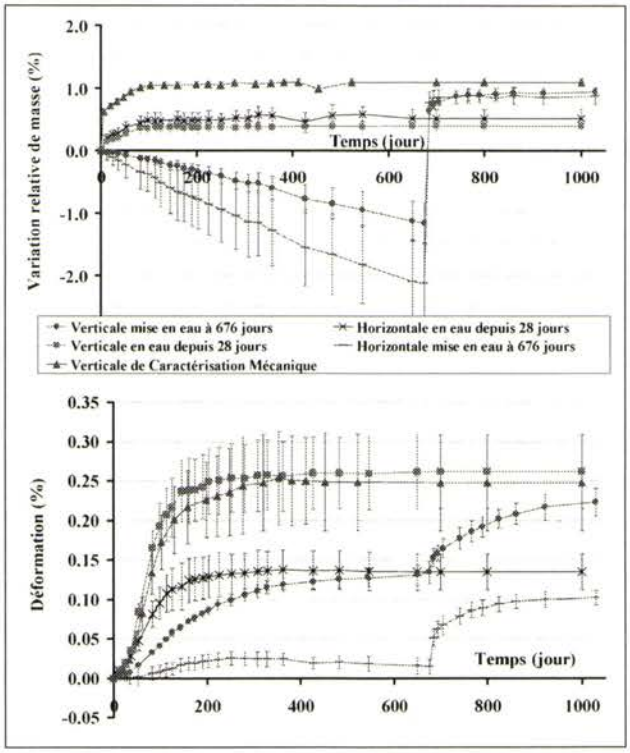


Figure II-18 : Comparaison des variations de masse et déformations d'éprouvettes immergées après avoir subi un développement d'alcali-réaction pendant 676 jours sous aluminium et des éprouvettes en eau depuis 28 jours

2.2.3 Analyse des effets d'un apport d'eau tardif

Dans les deux cas étudiés, l'alcali-réaction s'était développée dans les éprouvettes, atteignant la valeur asymptotique correspondant à une mise en équilibre des éprouvettes avec les conditions d'humidité de leur environnement (atmosphère saturée ou sous aluminium). Cette valeur était sans doute affectée par un séchage plus ou moins important (à cause des fuites dans l'aluminium et du dysfonctionnement de la salle à atmosphère saturée). En les immergeant, nous avons provoqué un apport d'eau important, brutal, qui a provoqué un gonflement même pour les éprouvettes conservées préalablement en atmosphère saturée. Toutes les éprouvettes avaient gonflé et atteint une asymptote de gonflement, même les éprouvettes sous aluminium. Cependant, la réaction chimique n'était sûrement pas terminée. Par conséquent, la réaction a pu continuer avec plus d'eau, ce qui provoque des gonflements proches de ceux des éprouvettes conservées en eau depuis 28 jours en accord avec les conclusions de Larive *[Larive, 1998]*. Les évolutions mesurées montrent une expansion brutale puis une cinétique plus progressive (Figure II-18), qui peut s'expliquer par la juxtaposition de deux phénomènes : l'expansion initiale significative peut traduire une absorption d'eau rapide par des gels déjà formés et par le béton qui a subit un certain séchage alors que la cinétique plus progressive indiquerait une poursuite de la réaction chimique.

2.3 Bilan

L'ensemble de ces résultats montrent que, quel que soit l'historique de la conservation d'un béton réactif, les gonflements d'alcali-réaction déjà développés sont irréversibles, contrairement aux déformations de retrait de séchage qui sont réversibles et restent identiques pour le béton quel que soit le degré d'avancement de l'alcali-réaction. De plus, si un apport d'eau est maintenu assez longtemps, l'alcali-réaction se développe toujours, selon une cinétique liée à la quantité de l'apport d'eau, jusqu'à atteindre une valeur maximale.

3 - Analyse de l'essai d'expansion résiduelle

Les essais d'expansion résiduelle ont été réalisés selon les méthodes utilisées lors de l'étude précédente sur éprouvettes *[Larive, 1998]*, dans des conditions proches du projet de méthode d'essai LPC N°44 *[Fasseu, 1997]*, les différences principales étant le nombre de bases de mesures (limitées à 3 bases, au lieu de 6, placées à 120°) et les conditions de conservation (salle climatisée 38°C et 100 % de HR au lieu de réacteurs). La présentation de toutes ces mesures étant relativement fastidieuse et répétitive, elle est détaillée en Annexe 8. Ce paragraphe effectue une analyse synthétique des mesures puis retrace leur histoire complète en prenant en compte les gonflements qui se sont développés avant carottage. Ensuite, les données sont utilisées pour étudier la procédure de l'essai d'expansion résiduelle.

3.1 Analyse des mesures d'expansion résiduelle

Toutes les figures concernant les mesures brutes des essais d'expansion résiduelle ont été placées en Annexe 8. Ces mesures mettent en évidence des problèmes expérimentaux rencontrés pendant cette partie de l'étude, avec des courbes de variations de masses fortement perturbées et des mesures de déformation négative (retrait) pour les éprouvettes non réactives, qui ne devraient pas avoir lieu en atmosphère saturée. Ces problèmes sont de deux natures : d'une part, des difficultés pour garantir un environnement homogène dans la salle climatisée à atmosphère saturée avec des variations importantes de masse (perte ou prise de masse importante d'une échéance à l'autre) concernant toutes les éprouvettes. Les conditions hydriques dans la salle sont devenues instables alors que les éprouvettes carottées à 98 jours, avaient pratiquement atteint leurs asymptotes (cf. variations de masse de ces éprouvettes - Annexe 8). En revanche, elles étaient déjà instables quand les points 0 des autres carottes ont été effectués, ce qui explique un impact plus important sur ces mesures et la difficulté de les exploiter. D'autre part, nous avons également eu des problèmes de rouille de pastilles de mesure Pfender qui conduisent à des courbes de déformation d'autant plus perturbées pour les éprouvettes carottées à 183 jours.
Pour le problème de salle, toutes les mesures avaient déjà été prises pour homogénéiser les conditions d'humidité, le capteur d'humidité relative indiquant une atmosphère plutôt constante. Cependant, l'emplacement des éprouvettes dans la salle peut avoir des effets en fonction de leur exposition aux vaporisateurs. Le problème de rouille a été résolu par l'emploi d'une graisse appliquée sur les billes de mesures, qui ne modifie pas la mesure.
Ces essais ont permis de montrer la difficulté de réaliser une enceinte d'air saturé de grand volume d'atmosphère constante et homogène. Ainsi, il est indispensable que les

essais d'expansion résiduelle soient effectués dans des réacteurs *[Fasseu, 1997]* qui permettent de maintenir une atmosphère saturée régulière et homogène.
D'autre part, il est important d'attirer l'attention sur les risques de corrosion des billes et des plots utilisés pour ces essais et de s'assurer des bonnes qualités des pastilles contre de tels risques.
Les difficultés liées à la salle n'empêchent pas une analyse globale des phénomènes concernant les éprouvettes carottées à 98 jours. Ainsi, les coefficients d'anisotropie déterminés pour les mesures sur carottes provenant du carottage à 98 jours sont compris entre 1,3 et 1,4, et donc du même ordre que celui obtenu pour les éprouvettes suivies depuis 28 jours (Figure II-19).

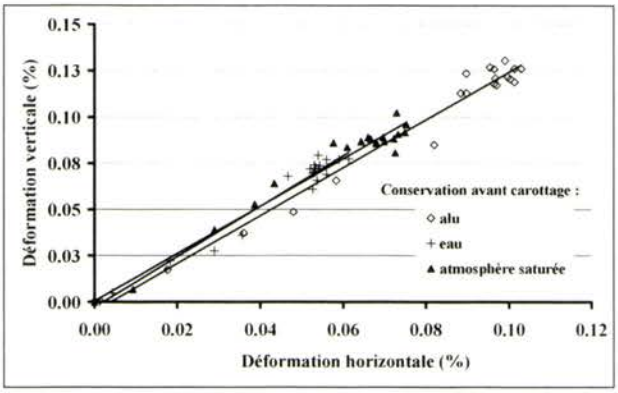


Figure II-19 : Déformations verticales en fonction des déformations horizontales des carottes provenant du carottage à 98 jours

3.2 Historique des gonflements des carottes

Pour que les essais d'expansion résiduelle répondent à leur fonction, les déformations mesurées sur les carottes devraient être représentatives des déformations du matériau de la structure et ne pas être perturbées par un effet de "libération de gonflement" *[Hobbs, 1999]*. En cohérence avec les conclusions de l'analyse des effets d'une modification de conservation sur les déformations de béton atteint d'alcali-réaction, les déformations du béton suivies par les carottes testées en expansion résiduelle devraient déterminer les mêmes expansions que les éprouvettes suivies depuis 28 jours après le coulage et conservées en atmosphère saturée.
Afin d'évaluer la représentativité des essais d'expansion résiduelle, nous avons replacé ces mesures dans un historique global de gonflement. Les déformations des carottes étant inconnues avant carottage, cet historique a donc été obtenu en considérant que les gonflements moyens du béton avant carottage étaient irréversibles et égaux à ceux mesurés sur les éprouvettes suivies depuis 28 jours dans la conservation correspondant à celle des éprouvettes carottées. Avant carottage, les déformations sont donc représentées par les mesures effectuées sur les éprouvettes suivies depuis 28 jours. Ensuite, on utilise la valeur de déformations des éprouvettes en atmosphère saturée, en eau et conservées sous aluminium, à 98 jours et 183 jours après le coulage (soit 70 jours et 155 jours après l'exposition en salle), puis on ajoute à cette valeur toutes les mesures déterminées sur les carottes testées selon la procédure d'expansion résiduelle.

Les Figures II-20 à II-23 décrivent la cinétique moyenne ainsi obtenue pour les deux dates de carottage et les deux directions, ainsi que le suivi des éprouvettes conservées à 100 % de HR et mesurées depuis 28 jours après le coulage. L'écart type de ces mesures permet de représenter statistiquement le fuseau dû à l'hétérogénéité des gonflements d'alcali-réaction, caractéristique des éprouvettes conservées en atmosphère saturée (les variations de masse des carottes sont données en Annexe 8).

Carottage à 98 jours

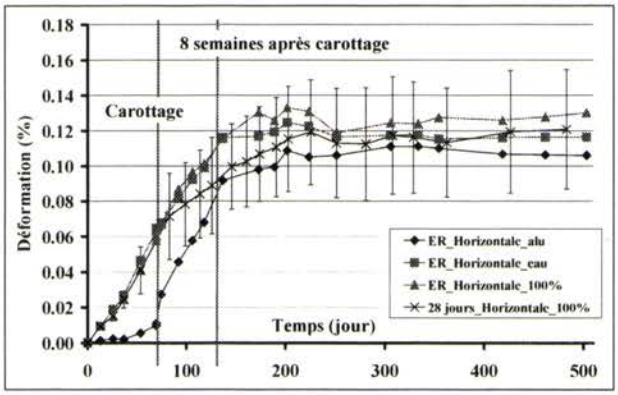


Figure II-20 : Cinétique d'expansion de carottes (ER à 98 jours) dans la direction horizontale recalée par rapport au suivi à 28 jours et comparaison avec le suivi à 28 jours d'éprouvettes conservées à 100 % et 38°C

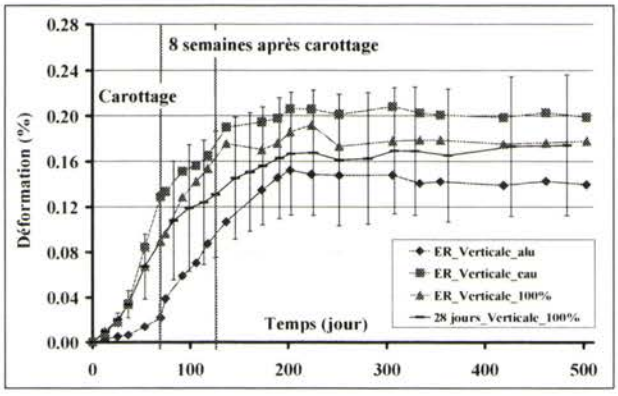


Figure II-21 : Cinétique d'expansion de carottes (ER à 98 jours) dans la direction verticale recalée par rapport au suivi à 28 jours et comparaison avec le suivi à 28 jours d'éprouvettes conservées à 100 % et 38°C

Carottage 183 jours après le coulage

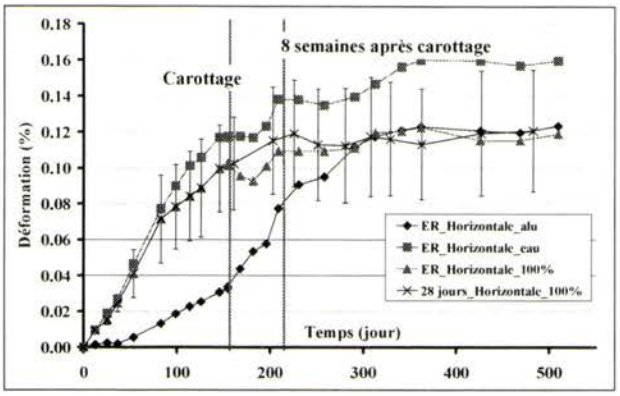


Figure II-22 : Cinétique d'expansion de carottes (ER à 183 jours) dans la direction horizontale recalée par rapport au suivi à 28 jours et comparaison avec le suivi à 28 jours d'éprouvettes conservées à 100 % et 38°C

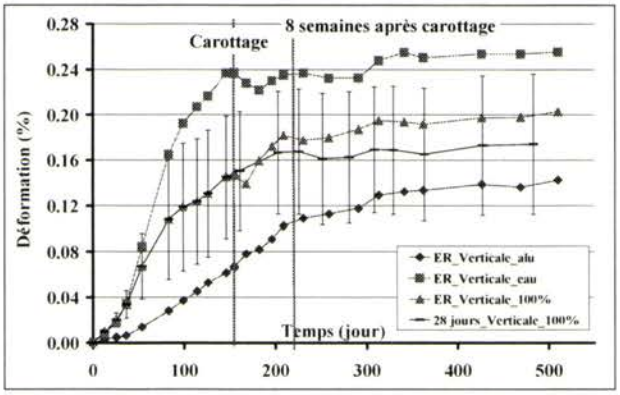


Figure II-23 : Cinétique d'expansion de carottes (ER à 183 jours) dans la direction verticale recalée par rapport au suivi à 28 jours et comparaison avec le suivi à 28 jours d'éprouvettes conservées à 100 % et 38°C

Ces courbes montrent que les éprouvettes initialement conservées sous aluminium voient leurs gonflements augmenter de la façon la plus nette et que leur cinétique rejoint celle des éprouvettes conservées en atmosphère saturée. Leur gonflement asymptotique est finalement bien supérieur à ce qu'il aurait été si les éprouvettes étaient restées dans leur environnement initial.

Pour les éprouvettes conservées initialement en eau et carottées à 183 jours, la cinétique d'expansion est tardive et perturbée, ce qui ne ressemble pas à une cinétique de gonflement et semble plutôt être caractéristique des problèmes de mesures observés sur ces carottes. Pour les mesures dans la direction verticale des éprouvettes conservées préalablement en eau, les expansions à 183 jours sont déjà supérieures à celles obtenues en atmosphère saturée. Ainsi, elles n'évoluent pratiquement plus.

Cette analyse confirme donc la possibilité de retracer l'historique des expansions d'un béton atteint d'alcali-réaction en supposant la continuité des gonflements avant et après le carottage. Ainsi, pour le re-calcul d'ouvrages, il est possible de déterminer la

cinétique totale des expansions d'un béton réactif à condition d'être capable de déterminer la valeur des expansions ayant déjà eu lieu avant le carottage, procédé développé dans la méthodologie présentée dans *[Li, 2002]*.
En outre, les moyennes des expansions asymptotiques, recalées par rapport au gonflement initial avant carottage, se situent toutes dans le fuseau des mesures des éprouvettes suivies depuis 28 jours, ce qui est conforme aux conclusions de l'étude de Larive : quel que soit l'historique des gonflements, si l'éprouvette se retrouve dans des conditions hydriques telles que l'apport d'eau est supérieur à ce qu'elle a connu précédemment, le gonflement asymptotique atteint est celui de l'environnement dans lequel la réaction finit de se développer *[Larive et al., 2000-b]*. En revanche, si l'éprouvette est exposée à une perte d'eau, le gonflement d'alcali-réaction est irréversible. Cette analyse montre finalement que pour connaître le potentiel de gonflement du béton étudié, il faut prendre en compte la totalité de l'essai d'expansion résiduelle.

3.3 Dépouillement des essais d'expansion résiduelle

Cependant, les déformations ayant lieu pendant une période de 8 semaines après le début de l'essai d'expansion résiduelle sont décrites par le projet de méthode d'essai LPC N°44 comme des gonflements d'origine hydrique à ne pas prendre en compte dans l'estimation de l'expansion résiduelle. Si cette partie des courbes, située entre les deux lignes verticales sur les figures, est retirée, la valeur finale ne peut être retrouvée. Pour avoir un avis définitif sur cette question, le projet de méthode d'essai LPC N°44 *[Fasseu, 1997]* a été appliqué aux courbes moyennes (mesures moyennes de gonflements sur trois carottes) des différents essais, en les différenciant par direction de mesure par rapport au coulage et par mode de conservation avant carottage.
Le critère de qualification de l'expansion résiduelle repose sur l'estimation du taux de gonflement de la carotte pendant la première année d'exposition à une atmosphère de 38°C et 100 % de HR, sans prendre en compte les expansions ayant lieu pendant les huit premières semaines de l'essai.
En ce qui concerne les mesures effectuées sur carottes issues de carottage à 183 jours, la dispersion des mesures due aux deux problèmes évoqués ci-dessus (corrosion des pastilles et variation hydrique dans la salle) ne permet pas une exploitation de cet essai. En effet, les conditions hydriques dans la salle étant devenues instables alors que les déformations des éprouvettes carottées à 98 jours étaient proches de leurs asymptotes, les variations ont donc peu d'impact sur ces mesures. En revanche, elles étaient déjà instables quand les autres carottes ont été exposées. Ainsi, dans ces conditions, les apports d'eau risquent d'avoir varié tout le long de l'essai, ce qui a une influence importante sur le taux d'expansion déterminé par cette méthode d'essai. En effet, si l'apport d'eau est en constante augmentation, les déformations augmentent progressivement et le taux d'expansion est important, alors que si l'apport d'eau est brutal, les déformations ont lieu rapidement et se stabilisent, le taux d'expansion est alors faible, pour une même déformation finale. Ces variations n'empêchent donc pas l'analyse précédente mais perturbent le dépouillement selon la méthode d'essai.
Ce calcul n'a donc été appliqué qu'aux courbes moyennes de gonflement des éprouvettes en béton réactif et en béton non réactif carottées à 98 jours après le coulage des éprouvettes, qui ont été peu affectées par ces variations. Le taux

d'expansion résiduelle a été déterminé entre 67 et 349 jours (Figure II-24 - Tableau II-3).

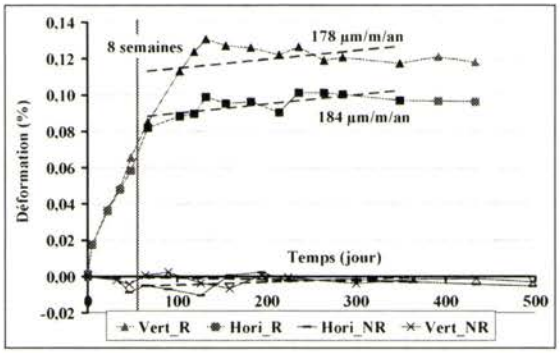


Figure II-24 : Essais d'expansion résiduelle des éprouvettes conservées sous aluminium avant carottage à 98 jours

Carottage	Conservation	Direction	Béton Réactif	Béton Non Réactif
A 98 jours	Sous aluminium	Horizontale	185	60
		Verticale	180	-30
	En eau	Horizontale	-45	-60
		Verticale	90	15
	A 100 % de HR	Horizontale	10	40
		Verticale	-15	-30

Tableau II-3 : Dépouillement des essais d'expansion résiduelle

Le bilan de ce dépouillement est donc que seules les éprouvettes en béton réactif qui étaient conservées préalablement sous aluminium présentent une expansion résiduelle modérée alors que pour les autres conservations, elle est négligeable. Pourtant, l'analyse de la Figure II-9 et de la Figure II-10 montre que 98 jours après le coulage (soit 70 jours après le point 0 des mesures de gonflements), toutes les éprouvettes conservées en eau ou à 100 % n'ont pas encore atteint la moitié de leur gonflement asymptotique.

La méthodologie actuelle permet de déterminer le risque d'augmentation des désordres d'un ouvrage atteint d'alcali-réaction. En revanche, du fait de la présence de la période de 8 semaines, il ne permet pas de fournir les données nécessaires au re-calcul d'ouvrages. Il apparaît donc que dans un objectif de re-calcul, toute la courbe doit être utilisée *[Li, 2002]*.

L'expansion finale obtenue sur carottes, dans l'essai d'expansion résiduelle, doit être analysée en fonction des conditions d'humidité de l'ouvrage. En effet, si les carottes proviennent d'une partie d'un ouvrage peu exposée à l'eau, leur expansion résiduelle en atmosphère saturée sera importante (comme pour les éprouvettes conservées initialement sous aluminium), alors que si aucun apport d'eau supplémentaire ne se produit sur cette partie de l'ouvrage, il n'y a aucune raison qu'un gonflement aussi important se produise. Au contraire, si les carottes proviennent de parties humides de l'ouvrage, des expansions résiduelles faibles sont mesurées, mais elles ne peuvent pas être généralisées au reste de l'ouvrage.

3.4 Bilan

Dans le cadre de cette étude, il était important de conduire un grand nombre d'essais de gonflement, ce qui rendait quasiment impossible l'utilisation de réacteurs normalisés pour l'ensemble des éprouvettes exposées à une atmosphère saturée. Pour résoudre ce problème, une salle à atmosphère saturée a été conçue. L'analyse des essais d'expansion résiduelle a montré qu'une telle salle ne permettait pas d'obtenir des conditions suffisamment homogènes, ce qui justifie totalement l'utilisation de réacteurs normalisés pour les essais d'expansion résiduelle utiles aux expertises concernant des ouvrages réels.

Cependant, l'analyse des données est possible en recalant les cinétiques de déformations des carottes à partir des mesures sur éprouvettes suivies depuis 28 jours. Ces mesures ont ainsi montré l'importance des expansions ayant lieu dans les huit premières semaines de l'essai d'expansion résiduelle dans la valeur de gonflement final. Un béton réactif, dont la réaction a déjà été initialisée (ce qui est le cas de tous les essais d'expansion résiduelle menés sur ouvrage, après l'apparition de fissures), risque d'effectuer une part importante de gonflements dans cette période. En ne prenant pas du tout en compte ces gonflements, l'expansion résiduelle risque d'être sous-évaluée.

4 - Evolution des caractéristiques mécaniques

Après 28 jours de cure sous aluminium à 20°C, les éprouvettes destinées au suivi mécanique ont été placées soit sous aluminium soit dans l'eau à 38°C. Les éprouvettes sous aluminium ont été utilisées pour la caractérisation en compression (résistance, module d'Young et coefficient de Poisson) et en fendage (avec carottage vertical et horizontal) à 28 et 90 jours, 6 mois, 1 et 2 ans. Les éprouvettes conservées en eau ont été utilisées pour les mêmes essais à l'échéance de 2 ans.

4.1 Déformations des éprouvettes

Afin de décrire et d'analyser l'évolution des caractéristiques mécaniques de la formulation réactive en fonction de l'avancement de l'alcali-réaction, les variations de masse et les déformations des cylindres de caractérisation mécanique de l'échéance de deux ans ont été suivies pendant toute leur durée de vie. En considérant que ces six cylindres permettent de représenter les déformations de l'ensemble des éprouvettes de ces gâchées, ces mesures permettent de connaître l'état de déformation des éprouvettes à chaque échéance de mesure (Figure II-25).

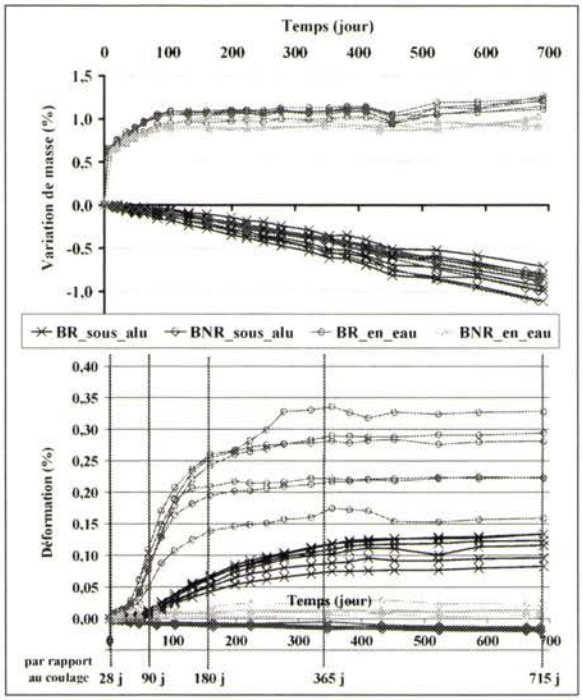


Figure II-25 : Cinétiques de variations de masse et de déformations d'éprouvettes du béton réactif et du béton témoin conservées sous aluminium et en eau après 28 jours de cure et échéances des essais mécaniques

Les éprouvettes conservées sous aluminium présentent à 715 jours un gonflement moyen de 0,115 % avec un coefficient de variation de 18 % et celles conservées en eau, un gonflement moyen de 0,25 % avec un coefficient de variation de 24 %, ce qui est conforme aux résultats obtenus pendant l'étude "potentiel de gonflement" et illustre la bonne répétabilité des différents coulages (Figure I-14).

Les échéances des essais mécaniques ont été repérées par des traits verticaux (Figure II-25) afin de déterminer les périodes pendant lesquelles les gonflements les plus importants ont lieu, en particulier pour les éprouvettes conservées sous aluminium qui ont été testées à toutes les échéances. Ainsi, les courbes montrent que, pour ces éprouvettes, peu de gonflements se sont développés avant l'échéance de 90 jours (environ 0,01 %). En revanche, toutes les éprouvettes ont atteint la moitié de leur gonflement final 180 jours après le coulage (entre 0,04 et 0,06 %). Enfin, à 365 jours, les gonflements ont pratiquement atteint leur asymptote avec des valeurs comprises entre 0,08 et 0,13 %. Entre les deux dernières échéances, l'évolution des gonflements est minime. Par ailleurs, la valeur des gonflements dans l'eau à 2 ans est plus de deux fois supérieure à celle des éprouvettes sous aluminium.

4.2 Résistance en compression

Les résistances en compression des deux formulations de béton conservées sous aluminium sont parfaitement similaires (Figure II-26).

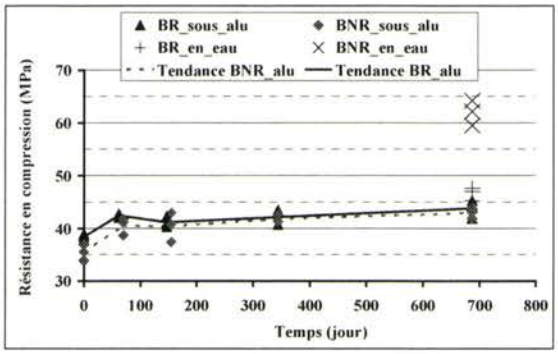


Figure II-26 : Résistance en compression des deux bétons conservés sous aluminium et en eau

Aucune chute de résistance n'est observée pour la formulation réactive. Au contraire, tout comme pour la formulation non réactive, les résistances en compression s'accroissent avec le temps conformément au comportement habituel du béton dont le ciment poursuit son hydratation.

Cependant, le comportement en eau est différent entre les deux formulations. En effet, le béton non réactif montre une résistance moyenne de 62 MPa en eau contre 43 MPa sous aluminium et contre 47 MPa pour la formulation réactive conservée en eau.

La différence entre la conservation en eau et sous aluminium peut être expliquée par une meilleure hydratation du ciment dans des conditions humides. Dans ces conditions, le béton réactif devrait avoir le même comportement. La différence peut donc s'expliquer soit par une hydratation moins complète du ciment de cette formulation, soit par une diminution de résistance causée par les gonflements d'alcali-réaction, plus importants dans l'eau que sous aluminium. En effet, une étude britannique a relié la diminution de résistance en compression à l'amplitude du gonflement final. Ainsi, pour des expansions de l'ordre de 0,1 %, la réduction des résistances en compression d'un béton réactif par rapport à un béton sain serait de 20 %, alors qu'elle serait de 40 % pour des gonflements de 0,25 % *[ISE, 1992]*, ce qui correspond aux valeurs de gonflements atteintes par les éprouvettes conservées sous aluminium et en eau à 2 ans. Néanmoins, les éprouvettes conservées sous aluminium n'ont montré aucune chute de résistance en compression. En outre, l'absence de mesure d'éprouvettes conservées dans l'eau à 28 jours nous empêche de conclure à une chute de cette résistance dans le temps.

4.3 Module d'Young et coefficient de Poisson

Les mesures du module d'Young du béton de formulation réactive montrent une chute importante entre 90 et 180 jours (Figure II-27), ce qui se situe dans la première moitié du développement des gonflements des éprouvettes conservées sous aluminium. Dans la même période, le module du béton non réactif augmente légèrement (avec, cependant, une dispersion importante des mesures à 6 mois).

La Figure II-28 présente la différence de comportement du béton réactif 28 jours après le coulage et après 150 jours à 38°C sous aluminium (soit environ 180 jours après le coulage). Le comportement, lors du premier cycle, des éprouvettes dans lesquelles s'est développée l'alcali-réaction, montre des déformations plus irréversibles que pour

les éprouvettes testées à 28 jours après le coulage, ce qui s'explique par la fermeture des fissures et l'écrasement du gel d'alcali-réaction déjà formé.

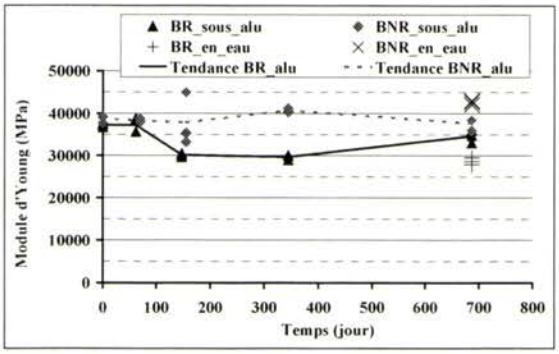


Figure II-27 : Module d'Young des deux bétons conservés sous aluminium et en eau

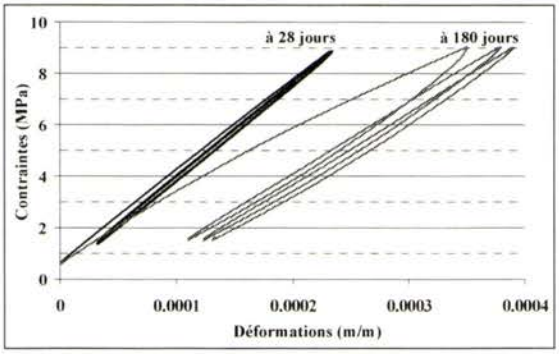


Figure II-28 : Courbe Contrainte - Déformation du béton réactif à 28 jours et 6 mois sous aluminium

En revanche, par la suite, le module d'Young évolue peu entre 6 mois et un an alors que les gonflements doublent. La chute de module est donc notée lors de la première moitié des gonflements, ce qui est conforme aux observations de Larive pour des éprouvettes conservées en atmosphère saturée *[Larive, 1998]*. Par la suite, entre 1 et 2 ans, le module du béton conservé sous aluminium montre une augmentation, alors que celui du béton réactif conservé en eau est identique à celui du béton conservé sous aluminium et testé à 1 an. Cette variation est du même ordre que celles observées par Larive, dont les mesures varient de 34500 MPa après la cure à 26000 MPa à 112 jours (gonflement moyen de 0,147 %), puis atteignent 36600 MPa à 252 jours (gonflement moyen de 0,149 %) avant de chuter de nouveau à la valeur de 25600 MPa à 546 jours (gonflement moyen de 0,225 %) *[Larive, 1998]*. En revanche, les mesures effectuées par Larive sur deux éprouvettes suivies pendant 600 jours montrent un comportement plus régulier avec une chute dans les 100 premiers jours puis une stagnation *[Larive, 1998]*, ce qui semble impliquer que les variations sont dues au comportement hétérogène d'une éprouvette à l'autre, plus forte pour le béton réactif que pour le béton non réactif du fait de l'hétérogénéité des gonflements d'alcali-réaction. Cependant, le suivi vibratoire des poutres atteintes d'alcali-réaction, qui montre une chute de la rigidité des poutres réactives dans la première année d'exposition dans la salle

climatisée, indique également une reprise de rigidité à partir de 350 jours après exposition *[Siegert, 2003]*, ce qui conforte l'idée d'un possible regain de module, explicable par le remplissage progressif des fissures par le gel d'alcali-réaction.
Il faut ajouter que des mesures de coefficient de Poisson du béton réactif ont été réalisées à 28 jours, 90 jours et 2 ans sans qu'aucune chute ne soit notée tout comme dans l'étude *[Larive, 1998]*. Ils sont compris entre 0,22 et 0,25.

4.4 Résistance en traction par fendage

Les Figures II-29 et II-30 présentent les résultats des mesures de fendage sur des carottes 11x22 issues de cylindres 16x32 et de prismes 14x14x56.

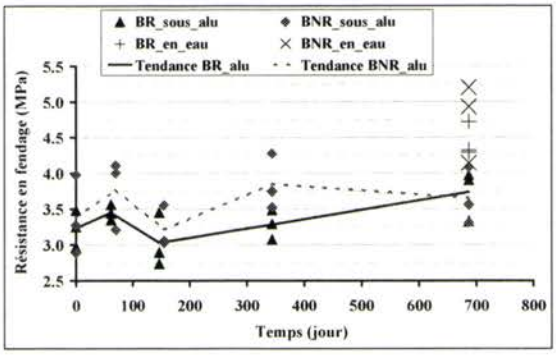


Figure II-29 : Résistance en fendage mesurée sur des carottes 11x22 provenant de cylindres 16x32 pour les deux bétons conservés sous aluminium et en eau

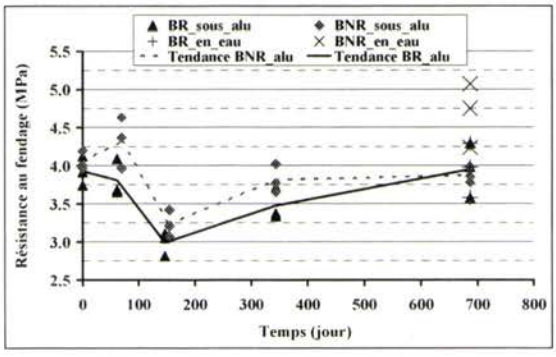


Figure II-30 : Résistance en fendage mesurée sur des carottes 11x22 provenant de prismes 14x14x28 pour les deux bétons conservés sous aluminium et en eau

Les comportements au fendage des deux bétons sont tout à fait similaires, leur évolution suivant celle de la résistance à la compression, ce qui s'accorde avec les conclusions de Clayton *[Clayton, 1990]*. L'ordre de grandeur de la dispersion ne permet pas de conclure à une chute réelle de ces grandeurs ni dans la direction horizontale ni dans la direction verticale.

4.5 Bilan

Compte tenu des incertitudes de mesure, toutes les caractéristiques sont stables à l'exception du module d'Young du béton réactif, qui voit sa valeur chuter de près de

20 % entre 90 jours et 6 mois, puis augmenter entre 1 an et 2 ans pour les éprouvettes conservées sous aluminium de telle sorte que la diminution entre 28 jours et 2 ans est de l'ordre de seulement 7 %.

		Sous aluminium					En eau
Échéances d'essais		28 jours	90 jours	180 jours	1 an	2 ans	2 ans
Béton réactif	fc (en MPa)	38,4	42,4	41,2	42,1[3]	43,0	46,7
	E (en MPa)	37300[1]	37200	30100	29700	34600	28700
	ν	0,22	0,25	-	-	-	0,24
	f_{th} (en MPa)	3,9	3,8	3,0 (190j)	3,5	4,0	4,0
	f_{ts} (en MPa)	3,2	3,4	3,0 (190 j)	3,3	3,7	4,4
Béton non réactif	fc (en MPa)	35,5	40,6 (98j)	40,4	41,8	43,0	61,9
	E (en MPa)	38700[2]	38400	37800	40700	38700	42650
	f_{th} (en MPa)	4,1	4,3	3,2	3,8	3,9	4,7
	f_{ts} (en MPa)	3,4	3,8	3,2	3,8	3,6	4,8

(entre parenthèses l'échéance réelle en jours, si différente de l'échéance contractuelle)

(1) : réalisée sur les éprouvettes de P2

(2) : réalisée sur les éprouvettes de P3 de résistance moyenne (37,8 MPa)

(3) : moyenne de 2 éprouvettes, la 3ème ayant pour valeur 31 MPa

Tableau II-4 : Evolution des caractéristiques mécaniques des deux bétons pour des éprouvettes conservées sous aluminium et en eau à 38°C (après une cure de 28 jours à 20°C)

Des mesures de masse volumique et de porosité ont par ailleurs été effectuées sur des échantillons issus de deux poutres (Annexe 8). Les mesures de porosité montrent une ségrégation significative des granulats dans les premiers centimètres des poutres, avec des porosités plus importantes en partie supérieure (de l'ordre de 17,5 % pour le béton réactif et de 16,5 % pour le béton non réactif) qu'en partie inférieure (de l'ordre de 15 % pour le béton réactif et de 14 % pour le béton non réactif). Pour évaluer les masses volumiques des bétons, nous avons utilisé les masses volumiques mesurées en partie inférieure des poutres, ce qui est plus représentatif de la majeure partie des poutres. Le béton de la poutre P2, représentatif du béton des poutres réactives, a une masse volumique moyenne de 2260 kg/m^3. Le béton de la poutre P3, représentatif des deux poutres témoins non réactives, a une masse volumique de 2315 kg/m^3. Enfin, des analyses chimiques (Acétate d'Uranyle et MEB) ont été effectuées sur le béton des éprouvettes et sont décrites en Annexe 8. Elles confirment l'avancement des réactions chimiques correspondant à la production de gels d'alcali-réaction parallèlement aux gonflements.

5 - Conclusion

L'étude sur éprouvettes a permis de déterminer avec précision le comportement des deux bétons étudiés, tant du point de vue du potentiel de gonflement (Tableau II-5) que du point de vue des caractéristiques mécaniques (Tableau II-4).

	Verticale			Horizontale			
	A 100 % HR	En eau	Sous aluminium	A 100 % HR	En eau	Sous aluminium	
ε_infini	0,170	0,255	0,115	0,115	0,135	0,045	en %
τ-Lat	50	70	120	55	60	115	en jours
τ_Carac	40	30	70	45	40	45	en jours

Tableau II-5 : Paramètres caractérisant la cinétique moyenne des éprouvettes suivies après 28 jours de cure en fonction de leur conservation (Modèle de Larive *[Larive, 1998]*).

Le Tableau II-5 montre les différences de gonflement des éprouvettes conservées en atmosphère saturée et dans l'eau. Ces écarts auraient peut-être été moindres si la conservation avait été plus proche de 100 %, comme dans des réacteurs par exemple. Néanmoins, il existe également des différences entre la conservation en réacteurs et en eau *[Larive, 1998]*, ce qui indique les limites du raisonnement reliant l'amplitude des gonflements à l'humidité relative ; le degré de saturation, utilisé dans la modélisation développée dans *[Poyet, 2003]*, semble ainsi plus approprié pour décrire la grandeur physique influente.

L'analyse des déformations d'éprouvettes soumises à un séchage après un fort développement d'alcali-réaction a permis de montrer que le développement des gonflements ne modifiait pas le retrait de séchage du béton. Par ailleurs, les mesures analysées ci-dessus tendent à montrer qu'un apport d'eau tardif permet le développement de nouveaux gonflements avec des cinétiques plutôt rapides, même si les gonflements avaient déjà atteint leur asymptote en atmosphère saturée ou sous aluminium. Ce résultat montre que les gels ont plutôt un caractère non vieillissant, et que les expansions dues à l'alcali-réaction sont irréversibles.

Les essais d'expansion résiduelle reposent sur la possibilité de maintenir les éprouvettes dans une humidité relative de 100 % parfaitement contrôlée. Si les résultats de ces essais sont utilisés pour le re-calcul d'ouvrages, il paraît donc nécessaire de prendre en compte la totalité de l'historique des déformations imposées, sans éliminer les déformations ayant lieu pendant les 8 premières semaines de l'essai.

En terme de caractéristiques mécaniques, le béton réactif a une résistance moyenne à 28 jours de 38 MPa, un module d'Young de 37000 MPa, un coefficient de Poisson de 0,22 et une résistance en traction par fendage comprise entre 3 MPa et 4 MPa. Les évolutions des résistances mécaniques des bétons réactif et témoin sont assez proches, avec une stagnation des résistances au fendage, une augmentation d'environ 10 % de la résistance en compression pour la conservation sous aluminium. La seule différence de comportement provient de l'évolution du module d'Young, pour lequel une chute de l'ordre de 20 % est constatée entre 28 jours et 1 an. Cependant, les mesures à 2 ans des éprouvettes conservées sous aluminium atténuent cette diminution, puisque la différence de module entre 28 jours et 2 ans n'est que de 7 %.

Chapitre 2

Mouvements hydriques dans les structures

Introduction

Le développement de l'alcali-réaction est largement piloté par la teneur en eau des bétons concernés, comme l'ont montré de nombreux essais en laboratoire ou de suivi d'ouvrages réels *[Oberholster, 1981], [Semmelink, 1981], [Nilsson, 1983], [Olafsson, 1986], [Ludwig, 1989], [Kurihara & Katawaki, 1989], [Tomosawa et al., 1989], [Gamache et al., 1993], [Godart, 1993], [Larive, 1998]*. Les gradients d'humidité relative en surface et au sein des ouvrages en bétons impliquent ainsi le développement de gradients de déformations. Ces gradients de déformations provoquent le développement de contraintes importantes au sein du matériau, responsables des fissurations importantes des parements des structures *[Gamache et al., 1993], [Godart, 1993]*. La modélisation du comportement de structures dégradées par cette réaction chimique doit donc passer par une détermination précise des variations de teneur en eau dans l'ouvrage étudié. Dans le cadre de cette étude, les trois méthodes de mesure utilisées (pesage, humidité relative interne et gammadensimétrie) ont permis de déterminer précisément les mouvements hydriques à l'intérieur des six poutres.

Compte tenu des conditions d'environnement homogènes dans la salle, des conditions de mise en œuvre, de formulation de bétons proches, l'idée a été de définir une représentation moyenne identique pour toutes les poutres et de déterminer les fluctuations des différentes poutres autour du comportement de cette "poutre moyenne" afin de caractériser sa représentativité.

Les données relatives à cette "poutre moyenne", ou les mesures particulières à chaque poutre, peuvent être utilisées soit comme **données d'entrée** des modélisations d'alcali-réaction, soit comme **données de calage** des modélisations de transports hydriques utilisées préalablement aux calculs d'alcali-réaction *[Li, 2002]*. En outre, les phénomènes liés aux transports hydriques ont un rôle prédominant sur la durabilité des structures, au-delà de cette seule pathologie : ces données peuvent ainsi servir à la validation ou au calage de modélisations nécessaires à l'analyse d'autres problèmes de durabilité.

1 - Phase de séchage

1.1 Variation de masse globale

Le pesage des poutres a permis d'établir les variations de leur masse globale pendant les 14 mois de la phase de séchage. Cette analyse montre que le comportement hydrique de toutes les poutres est similaire quels que soient leur formulation et leur ferraillage et qu'il est donc possible de définir une cinétique moyenne pour l'ensemble des poutres.

1.1.1 Analyse des mesures

L'alcali-réaction ne modifie pas le comportement hydrique des bétons qui en sont atteints *[Larive, 1998]*. Or, le séchage et l'imbibition de matériaux poreux comme les bétons sont des processus de diffusion : les cinétiques de variations de masse par unité de surface d'échange (en considérant que le gradient de séchage est vertical, la surface d'échange est de 3 m de long et 0,25 m de large) peuvent donc être représentées par

des fonctions linéaires de la racine carrée du temps *[Acker, 1988], [Hall, 1989], [Wilson et al., 1999]* (Figure II-31), ce qui permet de simplifier l'analyse des courbes et le calage de modèles.

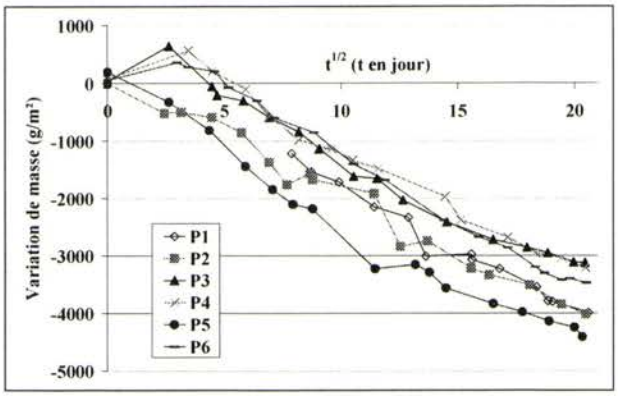


Figure II-31 : Variations de masse globale des poutres pendant la phase de séchage

La Figure II-31 montre que les cinétiques de variations de masse globale des poutres sont extrêmement proches. Les variations de masse des poutres varient de façon linéaire avec la racine carrée du temps tout au long de la phase de séchage. Cependant, parmi les poutres dont le suivi commence dès l'entrée en salle (notons que le suivi de P1 n'a commencé que 62 jours après l'exposition), deux groupes distincts se dégagent nettement : les poutres P2 et P5 dont la variation de masse est négative dès les premiers jours et les poutres P3, P4 et P6 dont les variations de masse commencent par être positives. Cette différence de comportement doit être expliquée en prenant en compte les deux phénomènes de diffusion ayant lieu dans les poutres : perte de masse par séchage et prise de masse par imbibition. Ainsi, la variation globale mesurée par pesage provient de la superposition d'une perte de masse par séchage, importante dans les premiers jours, et d'une prise de masse par imbibition, plus faible. En outre, l'écart entre les courbes évolue assez peu dans le temps, ce qui semble prouver que la distinction provient principalement d'un comportement à court terme. Ainsi, dans la partie inférieure, le béton ayant une humidité relative initiale inférieure à 100 % a connu une absorption initiale brutale qui ne répond pas au même régime permanent d'imbibition qui se développe par la suite, et qui est fortement influencée par l'état hydrique des poutres après cure. Finalement, la différence entre poutres peut être expliquée par des différences au moment de la mise en œuvre du béton ou pendant la période de cure. Une vibration plus ou moins longue peut ainsi impliquer un comportement de diffusion différent, de même les apports et les pertes d'eau pendant la cure peuvent impliquer des teneurs en eau initiales différentes, justifiant des pertes plus ou moins importantes dans les premiers jours. Après l'étude du comportement des éprouvettes, on peut conclure qu'une prise de masse initiale plus importante ne conduit pas forcément à des différences de gonflements. Ainsi, cette différence n'ayant lieu qu'à court terme, elle ne devrait pas avoir d'effet sur l'amplitude des gonflements de l'alcali-réaction.

Afin de simplifier les cinétiques, nous les avons représentées par des fonctions affines :

$$\Delta Masse_{total} = p\sqrt{Temps} + b$$

avec $\Delta Masse_{total}$ en g/m², *Temps* en jour, p et b, les paramètres de la fonction affine.

Ces fonctions affines sont obtenues par régression linéaire, sans prendre en compte la mesure au point 0, ce qui permet de se placer dans des conditions de régime permanent. Le calcul des régressions linéaires est effectué pour chaque poutre. Il est accompagné par la détermination de l'écart quadratique entre les mesures et leurs représentations afin de caractériser la représentativité d'une telle simplification (Tableau II-6).

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
Pente	-217	-204	-200	-215	-222	-233	($g/m^2.jour^{-1/2}$)
Ordonnée à l'origine	367	97	774	1038	-81	1122	(g/m^2)
Coefficient de corrélation R^2	0,98	0,98	0,98	0,99	0,98	1,00	
Ecart quadratique	130	168	181	145	248	87	(g/m^2)

Tableau II-6 : Paramètres des régressions linéaires représentant le comportement hydrique des poutres pendant la phase de séchage

Les coefficients de corrélation sont tous très proches de 1, ce qui montre que la représentation affine permet de représenter très correctement les cinétiques des mouvements d'eau dans toutes les poutres. Les écarts quadratiques entre les mesures et leur représentation théorique affine sont compris entre 87 et 248 g/m² ; ils sont donc de l'ordre de grandeur de l'incertitude de pesage avant les mesures prises pour l'amélioration de la méthode *[Multon, 2002]*.

Les pentes, qui représentent la "vitesse" de variation de masse des poutres pendant toute la première phase du suivi, sont comprises entre - 204 et - 233 $g/m^2.jour^{-1/2}$, ce qui illustre parfaitement que les poutres ont des cinétiques de variations de masse globale proches et qu'une représentation moyenne de la cinétique pour l'ensemble des poutres peut être envisagée.

Les ordonnées à l'origine des régressions linéaires des poutres P1 et P2 sont positives, et s'expliquent par l'absorption brutale d'eau dans les premiers instants.

1.1.2 Etablissement d'une cinétique moyenne de variations de masse globale

Les efforts entrepris pour avoir des corps d'épreuve les plus proches possibles (formulation et réalisation des bétons) et la constance de l'environnement dans la salle (climatisée à 38°C et 30 % d'humidité relative) permettent d'établir une cinétique moyenne en considérant que l'ensemble des mesures constitue une seule population (Figure II-32).

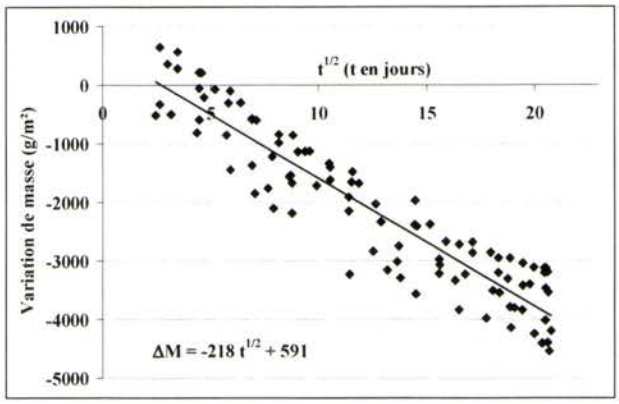


Figure II-32 : Cinétique moyenne de variations de masse globale des poutres

Le fuseau dans lequel se trouve l'ensemble des mesures peut être caractérisé par un écart quadratique d'environ 490 g/m² par rapport à la droite de régression linéaire, écart qui est causé principalement par les différences de comportement hydrique à court terme et non par des différences de cinétique. Il est donc possible d'établir une équation de la cinétique de variation de masse globale moyenne pour l'ensemble des poutres pendant la phase de séchage :

$$\Delta Masse_{total} = -218\sqrt{Temps} + 591$$

avec $\Delta Masse_{total}$, variations de masse totale des poutres par surface de séchage (g/m²),
et *Temps* en jour.

L'analyse précédente garantit la bonne représentativité de cette cinétique moyenne qui permet de diminuer le nombre de données à traiter dans le but de modéliser les mouvements d'eau dans les poutres.

1.2 Mouvements hydriques le long de la hauteur des poutres

Deux types de mesures permettent de connaître l'effet des conditions hydriques imposées le long de la hauteur des poutres : la mesure d'humidité relative interne au béton et la mesure de variation de teneur en eau par gammadensimétrie. Les problèmes rencontrés lors de la mise en place des mesures d'humidité relative ne permettent pas de tracer un profil d'humidité relative au cours du temps. En revanche, ces mesures fournissent des renseignements complémentaires à ceux obtenus par la mesure de gammadensimétrie qui permet, quant à elle, d'établir des profils de séchage dans les 300 mm supérieurs des poutres, ainsi qu'une cinétique de séchage.

1.2.1 Humidité relative interne aux poutres

Les mesures effectuées après modification de la méthodologie apportent un certain nombre d'informations : une connaissance précise des variations d'humidité relative interne des poutres à 0,08 m de la face supérieure et un ordre de grandeur de ces variations à 0,17 m et 0,27 m de profondeur sur une poutre.

1.2.1.1 A 0,08 m de la face supérieure

La Figure II-33 montre l'évolution de l'humidité relative interne au béton à 0,08 m de profondeur. Les problèmes de la méthode de mesure initialement prévue ont provoqué un assèchement progressif de la zone de mesure. Pour éviter cet inconvénient, le capteur a été fixé en chaque point de mesure. Cependant, le séchage local était déjà avancé pour les quatre premières poutres. Ainsi, la mesure est restée fixe un certain temps avant que l'humidité relative du béton autour du point de mesure atteigne la même humidité que le reste du béton, ce qui explique l'impression de palier donné par le début des courbes des poutres P1 à P4. Cependant, une fois que l'humidité relative commence à baisser et en considérant qu'il n'y a aucune fuite par le système de fixation du capteur (protégé par trois couches d'aluminium), l'humidité relative est celle du béton avoisinant le point de mesure.

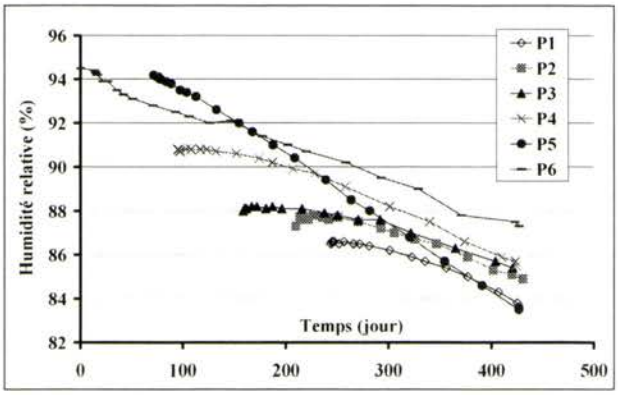


Figure II-33 : Humidité relative interne des poutres à 0,08 m de profondeur pendant la phase de séchage

La Figure II-33 montre une fois de plus que la cinétique de séchage des six poutres est assez comparable. Seule la poutre P5 présente une pente vraiment différente qui indique un séchage rapide à 0,08 m de profondeur. Les mesures de caractérisation du béton frais peuvent permettre d'expliquer en partie ces différences. En effet, le béton de la poutre P5 avait un affaissement et une valeur d'air occlus particulièrement importants, ce qui indique un risque de ségrégation plus important que pour les autres poutres, avec une couche supérieure plus poreuse.

Du fait de la précision de la mesure et du manque de données initiales, cette donnée ne permet pas d'établir une cinétique de séchage pertinente. En revanche, elle donne un renseignement fondamental : à 0,08 m de la face de séchage, l'humidité relative est restée supérieure à 83 % pendant toute la durée de la phase de séchage, ce qui est de l'ordre du seuil d'arrêt de l'alcali-réaction *[Olafsson, 1986], [Kurihara & Katawaki, 1989]*, seuil qui est cependant fortement influencé par la formulation du béton. Ainsi, malgré un séchage sévère, le seuil pour arrêter l'alcali-réaction était à peine atteint au bout de 14 mois à 0,08 m.

1.2.1.2 Variations d'humidité relative à quatre profondeurs

L'évolution de l'humidité relative interne aux autres profondeurs a été mesurée sur la poutre P5 (Figure II-34).

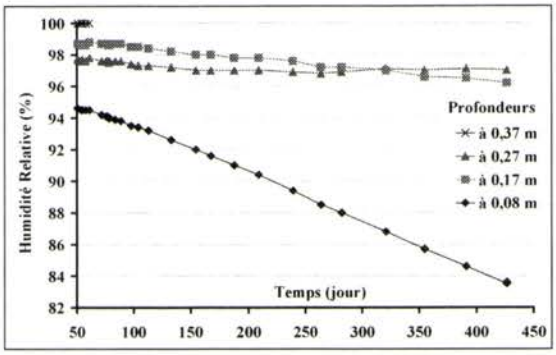


Figure II-34 : Humidité relative interne de la poutre P5 en quatre profondeurs

Ce graphique montre qu'une baisse d'humidité relative est notée clairement à 0,17 m de la face de séchage : l'humidité relative chute de 98,7 % à 50 jours à 96,5 % à 427 jours, soit une perte de plus de 2 %. Cette baisse d'humidité relative interne peut s'expliquer par la seule hydratation du ciment *[Baroghel-Bouny et al., 1999]*, ce qui signifie que le séchage n'a sans doute pas atteint cette profondeur.
L'humidité relative à 0,27 m de profondeur, quant à elle, évolue entre 97,7 % et 97 %, ce qui est à la limite d'une variation significative, avec une légère chute jusqu'à 200 jours et une stagnation par la suite. Pourtant, l'hydratation du ciment devrait aussi provoquer une diminution d'humidité relative, qui est peut-être compensée par la pénétration d'eau par capillarité depuis la face inférieure.
Au niveau du dernier point (à 0,37 m de profondeur), le capteur a très rapidement saturé, indiquant une humidité relative de 100 % et montrant que la pénétration par capillarité atteint très rapidement cette profondeur.
Comme précédemment, il est difficile d'en déduire une information chiffrée quant à la cinétique de séchage. Cependant, il est important de noter qu'au cours de toute la phase de séchage, l'humidité relative du béton situé au-dessous de 0,17 m de profondeur reste supérieure à 95 %, ce qui doit permettre un développement important de l'alcali-réaction *[Olafsson, 1986], [Kurihara & Katawaki, 1989]*.

1.2.2 Profils de séchage

La mesure de gammadensimétrie permet de déterminer une variation de masse locale et ainsi d'établir le profil de variation relative de masse, ou "profil de séchage", dans la hauteur des poutres. Dans une première partie, l'analyse se porte sur les profils de séchage des poutres, tracés pour plusieurs échéances. Leur intégration permet de déterminer et de tracer une cinétique de séchage pour chaque poutre. Des profils moyens et une cinétique moyenne sont alors déterminés.

1.2.2.1 Analyse des variations relatives de masse le long de la hauteur des poutres

Les mesures de variation relative de masse par gammadensimétrie peuvent être représentées de deux façons : soit sous la forme d'un profil de séchage le long de la hauteur des poutres (Figure II-35), soit sous la forme d'une cinétique de variation relative de masse à une certaine profondeur (Figure II-36).

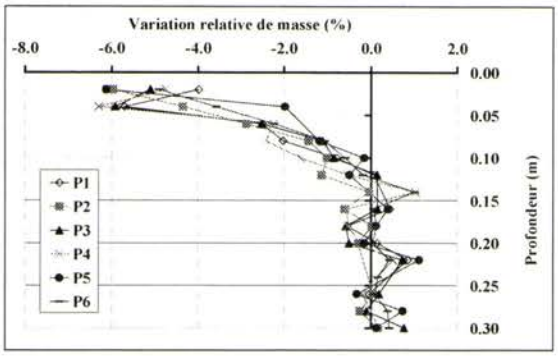


Figure II-35 : Profils de séchage des six poutres à 420 jours

La Figure II-35 montre que les pertes de masses par séchage sont en général maximales à proximité de la surface supérieure, avec des pertes maximales comprises entre 4 et 6 % à 420 jours à 0,02 m de profondeur. Cependant, pour les profils des poutres P1, P3 et P4, la perte de masse à 0,04 m est supérieure à celle de 0,02 m. Le premier point, situé à proximité de la surface supérieure talochée, peut présenter une masse initiale plus faible que le deuxième, plus profond. En effet, avant le décoffrage, la poutre reste une semaine sous chiffons humides ; cette cure peut permettre un certain séchage (variabilité de l'humidité des chiffons), renforcé par une porosité supérieure dans les premiers centimètres du fait du talochage (et constaté lors de l'essai de porosité à l'eau - Annexe 8). En outre, lors de la fixation de cordes vibrantes externes, l'aluminium de la face supérieure a été découpé en partie, ce qui peut amener un léger séchage avant le point 0. Ainsi, le béton du premier point de mesure peut avoir séché en partie et ainsi avoir moins de masse à perdre après le point 0. Par ailleurs, un artefact de carbonatation à 0,02 m de profondeur est possible.
Au total, la perte de masse atteint une valeur maximale moyenne de 5 % à 0,02 m de profondeur et le séchage a un effet sur les pertes de masses jusqu'à des profondeurs comprises entre 0,10 et 0,14 m selon les poutres. A ces profondeurs et au-delà, les pertes mesurées sont de l'ordre de la précision de mesure.
Par ailleurs, une perte de masse de l'ordre de 5 % représente une perte d'environ 2,7 kg sur les 30 premiers millimètres de la poutre. En considérant que la moitié de la quantité d'eau de la formulation a réagi avec le ciment, l'eau libre susceptible de s'évaporer représente, quant à elle, une masse du même ordre, légèrement inférieure, de 2,5 kg. Le séchage étant effectué en présence d'une atmosphère d'humidité relative de 30 %, il tend à faire s'évaporer partiellement l'eau adsorbée du réseau d'hydrates (cf. hystérésis des courbes de sorption - désorption *[Baroghel-Bouny, 1994]*) ; il est donc cohérent d'obtenir une perte de masse un peu supérieure à celle de l'eau "libre".
La Figure II-36, représentant la cinétique de perte de masse à une profondeur de 0,02 m, illustre la rapidité du séchage à une telle profondeur. En effet, le séchage a principalement lieu pendant les 150 premiers jours pour toutes les poutres et n'évolue pratiquement plus par la suite, toute l'eau pouvant être libérée étant partie. Cette figure montre que les précautions prises pour obtenir des comportements de séchage similaires ont assez bien fonctionné, aucune poutre ne se distingue réellement des autres. Les cinétiques aux profondeurs suivantes sont également assez proches les unes des autres et, pour simplifier l'analyse, nous avons décidé de les représenter par des

courbes moyennes représentant la perte de masse moyenne mesurée sur les six poutres, complétées par l'écart type (Figure II-37).

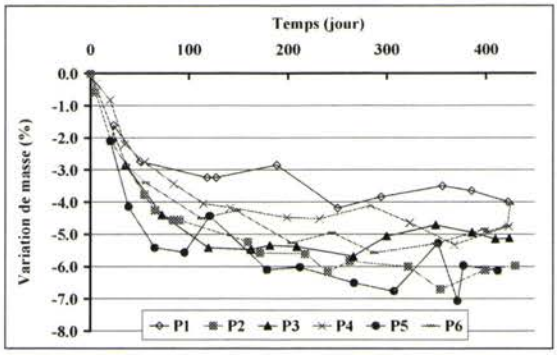


Figure II-36 : Cinétiques de variation de masse locale à 0,02 m de profondeur des six poutres

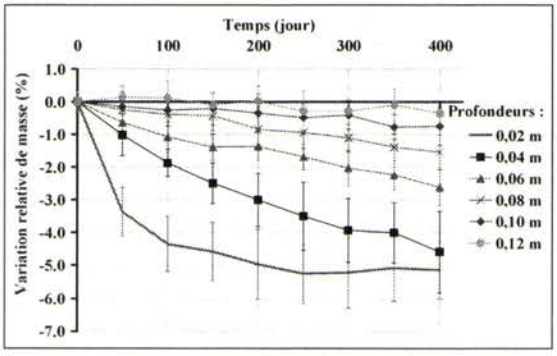


Figure II-37 : Cinétiques moyennes de variation relative de masse

Cette figure montre la bonne cohérence entre les différentes mesures, corroborant les profils de la Figure II-35 : plus le point est proche de la face de séchage, plus la perte de masse est importante. Les valeurs des écarts types illustrent une dispersion assez faible des mesures d'une poutre à l'autre, les coefficients de variation (ratio écart type - moyenne) étant compris entre 17 et 30 %, de 0,02 m à 0,08 m de profondeur, et deviennent réellement importants quand la perte de masse est de l'ordre de la précision de mesure (à 0,10 m de profondeur). Ces coefficients de variation permettent de quantifier la dispersion de mesure d'une poutre à l'autre, qui est de l'ordre de la précision de la mesure (0,4 % de perte de masse, soit environ 10 % des pertes de masse maximales à 400 jours). L'utilisation d'une courbe moyenne pour l'ensemble des poutres permet de simplifier l'analyse et l'utilisation de ces données, sans augmenter de manière trop importante l'incertitude sur la quantification de ces phénomènes.

1.2.2.2 Etablissement d'un profil de séchage moyen

Les cinétiques moyennes précédentes permettent de représenter ces mêmes résultats sous forme de profils de séchage moyens (Figure II-38).

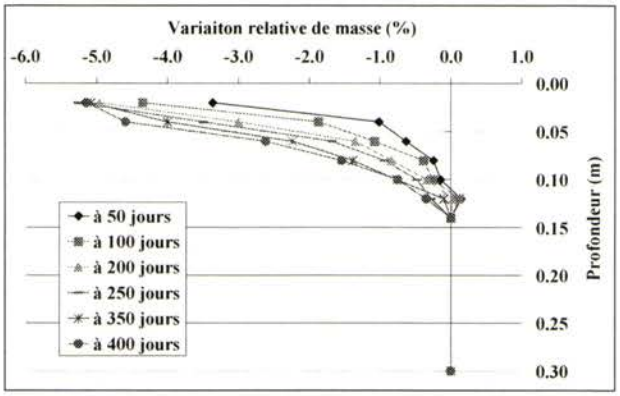


Figure II-38 : Profils de séchage moyens

Cette figure permet de présenter l'allure d'un séchage en profondeur avec l'atteinte du palier de séchage au premier point de mesure à 200 jours, avec une perte de masse maximale d'environ 5 %, alors que la mesure du deuxième point a tendance à le rejoindre pour les dernières dates.
Du fait de l'incertitude de mesure de 0,4 % de perte de masse, il est assez complexe de définir précisément la notion de profondeur de séchage. Cependant, sur ces courbes moyennes, le séchage semble avoir de l'effet jusqu'à 0,12 m de profondeur. Ces observations concordent avec les mesures d'humidité interne sur la poutre P5, qui constataient une chute très faible de l'humidité relative à 0,17 m, cette diminution pouvant être expliquée par les seuls phénomènes d'hydratation du ciment *[Baroghel-Bouny, 1994]*.

1.2.2.3 Cinétiques de séchage

Les profils de variation relative de masse peuvent être intégrés afin de déterminer la perte totale de masse par séchage à chaque échéance de mesure, et ainsi de tracer les cinétiques de séchage des poutres. L'intégration a été effectuée à l'aide de la méthode des rectangles, où chaque mesure de gammadensimétrie représente une tranche de poutre de 0,02 m de hauteur. Cependant, le premier point de mesure étant placé à 0,02 m de profondeur, la première tranche représente 0,03 m, ce qui a pour conséquence de sous-estimer légèrement le séchage dans le premier centimètre. En considérant que le séchage n'a aucun effet au-dessous du sixième point de mesure, l'intégration a été effectuée sur 0,13 m[1].
Afin d'effectuer les calculs de masse, nous avons pris une masse volumique moyenne pour toutes les poutres. La masse volumique initiale a été donc prise égale à 2290 kg/m^3, valeur déterminée lors des essais de porosité à l'eau (Annexe 8).
En outre, l'incertitude de la mesure de gammadensimétrie, de l'ordre de 0,4 % de perte de masse, correspond à une incertitude de 72 g sur la perte de masse d'une couche de 10 mm. En tenant compte de l'indépendance des mesures de chaque point, l'incertitude quadratique de chaque perte de masse calculée est :

$$u_{\Delta Masse_{sup}} = \sqrt{(3\times 72)^2 + 5\times(2\times 72)^2} = 390g$$

[1] Pour l'intégration de P5, la mesure à 0,06 m de profondeur étant inutilisable à cause de la présence d'armature, la "tranche" de béton correspondante a été répartie sur les deux mesures l'encadrant.

soit environ 530 g/m² dans le cas des poutres pour une intégration sur 0,13 m.
Enfin, le séchage étant un phénomène diffusif *[Acker, 1988]*, les cinétiques ont été tracées en fonction de la racine carrée du temps. La Figure II-39 représente le résultat de l'intégration pour les six poutres et le Tableau II-7 donne les caractéristiques des régressions linéaires représentant ces cinétiques.
L'incertitude de la mesure de gammadensimétrie est illustrée par les valeurs importantes des écarts quadratiques entre mesures et représentations linéaires, comprises entre 350 et 780 g/m², qui sont cohérentes avec les valeurs d'incertitude de chaque point à l'exception des poutres P4 et P5 dont les écarts quadratiques sont nettement supérieurs à l'incertitude évaluée pendant la qualification de la mesure de gammadensimétrie. Cette dispersion supérieure peut être attribuée à la présence des armatures qui a tendance à perturber la mesure des deux points encadrant les aciers, les mesures litigieuses n'ayant été retirées que pour les mesures réellement aberrantes. Cependant, malgré cette dispersion, tous les coefficients de corrélation sont supérieurs à 0,95 (sauf pour P5), ce qui prouve que la loi linéaire en racine carrée du temps permet de représenter correctement la cinétique de séchage. Pour la poutre P5, la valeur plus faible du coefficient de corrélation R^2 traduit la dispersion des mesures plus importante pour cette poutre que pour les autres.

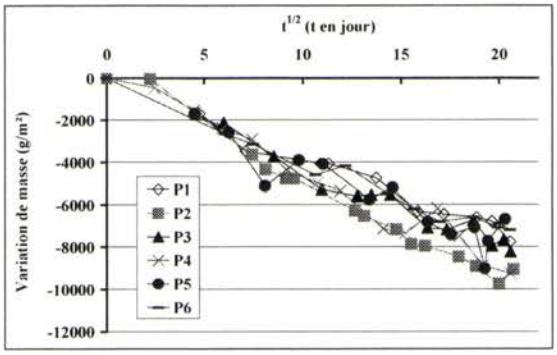


Figure II-39 : Cinétiques de séchage des poutres

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
Pente	-343	-488	-369	-456	-364	-340	($g/m^2.jour^{-1/2}$)
Ordonnée à l'origine	-407	108	-548	188	-602	-467	(g/m^2)
Coefficient de corrélation (R^2)	0,96	0,98	0,94	0,97	0,85	0,97	
Ecart quadratique	354	435	420	550	778	346	(g/m^2)

Tableau II-7 : Caractéristiques des régressions linéaires représentatives des cinétiques de séchage des poutres

En outre, des différences plus importantes apparaissent pour ces cinétiques que pour les cinétiques de variation de masse globale. En effet, les pentes varient d'une centaine de $g/m^2.jour^{-1/2}$ contre des variations de l'ordre de la dizaine pour les cinétiques précédentes, de même l'intervalle des ordonnées à l'origine des cinétiques de séchage est plus étalé que celui des pentes de variation de masse globale. Ces différences peuvent illustrer des comportements différents par rapport aux phénomènes de séchage et d'imbibition d'une poutre à l'autre qui se compenseraient pour donner des comportements globaux plus proches. Cependant l'incertitude plus élevée de la mesure

de gammadensimétrie par rapport à celle du pesage, de l'ordre de 530 g/m² pour chaque point calculé par rapport à moins de 100 g (soit 130 g/m²), permet d'expliquer en partie l'amplitude de ces différences. En effet, l'incertitude sur la pente d'une régression linéaire obtenue par l'utilisation de mesures ayant pour incertitude u_{mes} est de :

$$u(a) = \sqrt{\frac{u_{mes}^2}{\sum_n (x_i - \mu_{xi})^2}}$$

avec x_i et μ_{xi} les différentes échéances et la moyenne des différentes échéances de mesure. Ainsi pour une droite calculée à partir de 10 à 15 mesures ayant chacune 530 g/m² pour incertitude, l'incertitude sur la pente de la droite de régression linéaire est de l'ordre de 25 à 35 $g.m^{-2}.jour^{-1/2}$.
Malgré cette incertitude propre à la mesure de gammadensimétrie, les cinétiques de séchage des différentes poutres sont relativement proches, ce qui nous permet d'envisager l'établissement d'une cinétique moyenne pour l'ensemble des poutres.

1.2.2.4 Etablissement d'une cinétique moyenne

De la même façon que pour le suivi des variations de masse globale, une cinétique moyenne de séchage a été établie en considérant que toutes les mesures provenaient de la même population (Figure II-40).

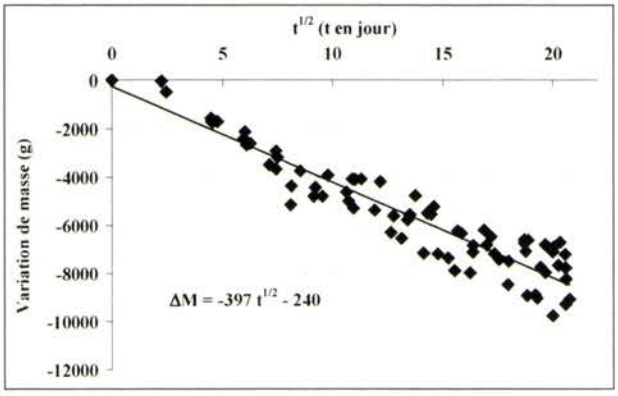


Figure II-40 : Cinétique moyenne de séchage des poutres

L'écart quadratique entre les mesures et la droite de régression linéaire qui permet de caractériser la largeur du fuseau est d'environ 790 g/m², ce qui est de l'ordre des dispersions observées pour la cinétique de P5.
L'équation de la représentation moyenne est :

$$\Delta Masse_{sup} = -397\sqrt{Temps} - 240$$

avec $\Delta Masse_{sup}$, variation de masse obtenue par intégration des mesures de gammadensimétrie dans la partie supérieure des poutres (g/m²),
et *Temps* en jour.

L'ordonnée à l'origine de cette représentation moyenne est inférieure aux dispersions des mesures, ce qui tend à prouver une certaine "qualité moyenne" de réalisation du point 0, au moins pour la face qui sèche.

1.2.2.5 Conclusion

Après l'établissement d'une cinétique de variation de masse globale par le pesage, la gamadensimétrie a permis d'établir et de caractériser une cinétique moyenne et des profils moyens de séchage qui sont nécessaires à la représentation des mouvements d'eau dans les poutres. La comparaison des cinétiques de séchage des différentes poutres montre des écarts plus importants que ceux observés pour les résultats de suivi global par pesage, conclusion qui doit être atténuée par une incertitude plus importante de la mesure de gammadensimétrie.

En terme de mesure, le séchage provoque à 0,02 m de profondeur une perte de masse relative locale moyenne de l'ordre de 5 % atteinte après environ 200 jours d'exposition, date à laquelle le séchage a un effet net sur les 100 premiers millimètres des poutres. A la fin des 14 mois de la première phase, le séchage atteint une profondeur comprise entre 0,12 et 0,14 m.

1.3 Profils de variation de masse dans toute la hauteur des poutres

Du fait de la complémentarité des mesures de pesage et de gammadensimétrie, la mise en parallèle des résultats de ces deux méthodes permet de déterminer une cinétique simple de prise de masse de la partie inférieure des poutres et d'établir ainsi des profils de variation de masse dans toute la hauteur des poutres, ce qui permet un re-calcul simple des poutres *[Multon et al., 2003-a]*. Cette analyse utilise les variations de masse en partie supérieure, données par la gammadensimétrie, les variations de masse globale, données par le pesage, et nécessite de faire des hypothèses sur le potentiel et la cinétique de prise de masse du béton en partie inférieure.

1.3.1 Hypothèses sur la prise de masse des poutres

Le principal problème rencontré pour faire ces comparaisons est l'absence de mesure de gammadensimétrie dans la partie inférieure des poutres. Cette mesure étant rendue impossible par le matériel, une solution est de faire des hypothèses sur le comportement hydrique en imbibition du béton constituant les poutres. Ce potentiel de prise de masse du béton peut être évalué à l'aide de la mesure des variations de masse des éprouvettes placées en eau à 38°C.

Les poutres sortant de 28 jours de cure sous aluminium doivent en effet avoir un comportement hydrique s'apparentant aux éprouvettes de caractérisation mécanique dont le point 0 a été fait dans des conditions analogues (Figure II-41).

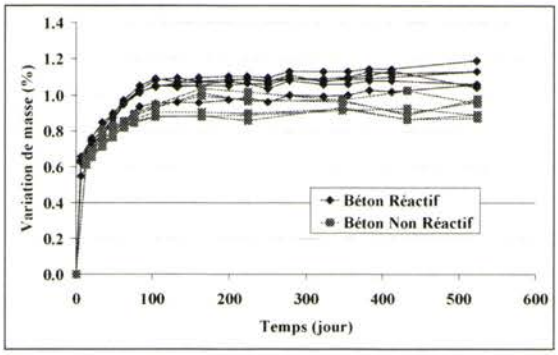


Figure II-41 : Variation de masse d'éprouvettes de bétons réactif et non réactif, placées en eau après une cure à 20°C de 28 jours sous aluminium

Du fait des différences de conditions hydriques et de dimensions des éprouvettes par rapport aux poutres, ces mesures ne sont pas très représentatives quant à la cinétique de prise de masse. En revanche, elles permettent de connaître le potentiel de prise de masse une fois la saturation atteinte, avec une valeur maximale de l'ordre de 1 % atteinte à 150 jours. Cependant, les éprouvettes pouvant être considérées comme des petites structures par rapport à l'imbibition, un front de pénétration d'eau se développe lors de leur mise en eau et leur prise de masse est croissante dans le temps (Figure II-41). Le même phénomène a lieu dans les 70 mm inférieurs des poutres dont les faces latérales ne sont pas couvertes d'aluminium. Cette pénétration progressive ne pouvant pas être représentée simplement, nous avons supposé que le béton des poutres de cette zone avait la même cinétique de prise de masse que la courbe moyenne des six cylindres de chaque béton.

Par conséquent, le béton des poutres après 28 jours de cure sous aluminium est supposé pouvoir prendre environ 1 % de masse, alors que la perte relative de masse maximale moyenne pour l'ensemble des poutres est de l'ordre de 5 %. Cet écart caractérise l'amplitude maximale de teneur en eau entre le béton, dont l'eau évaporable à 30 % de HR s'est évaporée, et l'état totalement saturé. En supposant que la teneur en eau évaporable à 30 % de HR est de l'ordre de 85 % de la teneur en eau maximale (d'après la courbe de désorption d'un béton ordinaire - *[Baroghel-Bouny et al., 1999]*), cette amplitude implique une porosité d'environ 16,5 %, qui est de l'ordre des porosités mesurées sur les poutres (Annexe 8).

1.3.2 Profil de prise de masse des poutres

Outre la prise de masse s'effectuant par absorption d'eau par le béton de la partie inférieure des poutres dont les faces latérales ne sont pas couvertes par les feuilles d'aluminium étanches (70 mm inférieurs), on est conduit à supposer que l'eau est également fixée par remontée capillaire, selon un mouvement hydrique supposé parfaitement vertical. Dans le but d'établir une cinétique simple de prise de masse, nous avons représenté la pénétration du front de remontée capillaire par une cinétique linéaire en fonction de la racine carrée du temps *[Kelham, 1988]*, *[Hall, 1989]*, *[Wong et al., 2001]*, ce qui peut s'écrire :

$$\zeta(t) = D\sqrt{t}$$

avec $\zeta(t)$ la profondeur de pénétration du front de remontée capillaire (en m), son origine étant conventionnellement prise au niveau du bord inférieur de l'aluminium (Figure II-42), D, le coefficient caractérisant la cinétique d'absorption du béton (en m.jour^{-1}) et t, le temps en jours.

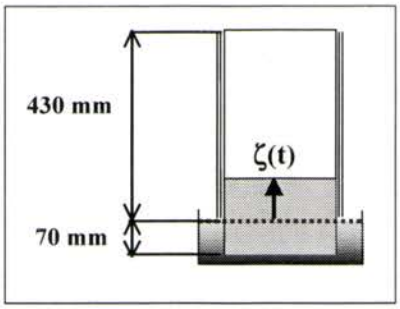


Figure II-42 : Pénétration du front de prise de masse dans la partie basse des poutres

Au moment de la mise en eau des poutres, une absorption d'eau brutale a lieu dans les 70 mm inférieurs et sans doute un peu au-dessus. Cependant, par simplification, nous avons considéré que cette prise de masse était nulle dans la partie de béton dont les faces latérales sont recouvertes d'aluminium soit $\zeta(t=0) = 0$ mm.
La pénétration progressive dans la partie immergée des poutres devrait être représentée par un front à deux dimensions (pénétration par la surface inférieure et par les faces latérales). Dans le cadre de cette représentation simplifiée, nous avons choisi de la prendre en compte en supposant une prise de masse uniforme dans toute la zone où le béton est saturé (70 mm inférieure des poutres et zone atteinte par le front de remouillage), qui suit la cinétique de variation de masse mesurée sur éprouvette. Ainsi, afin d'approcher au mieux les phénomènes ayant lieu dans les poutres, ce calcul fait intervenir deux cinétiques distinctes : la cinétique liée à la saturation d'un bloc de béton de dimensions importantes et la cinétique liée à la pénétration du front d'absorption.
Finalement, du fait de ces hypothèses, la pénétration du front est considérée comme instantanée, le matériau proche du front passant brutalement de son état initial à l'état saturé, alors que dans la réalité, la pénétration d'humidité est plus progressive.
Ainsi, à une date T, on choisit d'écrire la prise de masse totale par unité de surface de poutre, $\Delta M/S_p$ selon :

$$\frac{\Delta M}{S_p} = ((0{,}07 + \zeta(T))) \times \frac{\delta m}{m} \times d$$

avec :
$(0{,}07+\zeta(T))$, la hauteur de béton saturé à l'échéance T,
$\delta m/m$, la variation relative de masse mesurée sur les éprouvettes à l'échéance T,
d, la densité initiale du matériau (prise égale à 2,29).

1.3.3 Profil de variation de masse le long de la hauteur des poutres

Le profil de variation de masse dans la hauteur de la poutre est finalement l'association du profil de séchage jusqu'à 0,14 m de profondeur et du profil de prise de masse en

partie basse des poutres. Entre les deux, la variation de masse est nulle. La Figure II-43 représente le profil de variation de masse de la poutre moyenne à 400 jours.

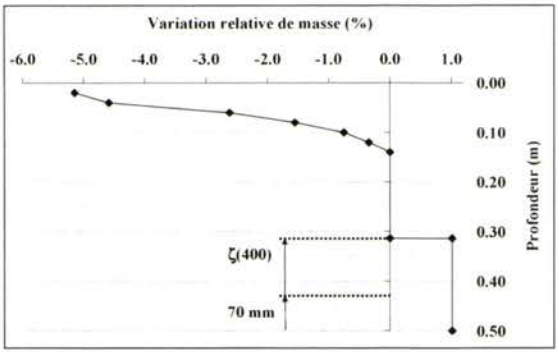


Figure II-43 : Profil de variation de masse de la "poutre moyenne" à 400 jours : mesure de gammadensimétrie et pénétration du front capillaire supposé

1.3.4 Intégration du profil de variation de masse

Le profil de variation de masse peut être intégré sur toute la hauteur des poutres et le résultat de l'intégration doit être égal à la mesure de pesage, ce qui peut s'écrire :

$$\frac{\Delta M}{S_p} = ((0{,}07 + \zeta(T))) \times \frac{\delta m}{m} \times d + \int_0^{0{,}14} \frac{\delta m_\gamma(z)}{m_\gamma(z)} \times d.dz$$

avec :

ΔM, variation de masse globale obtenue par pesage (kg),

S_p, la surface de la poutre (0,25 x 3,0 m),

$(0{,}07+\zeta(T))$, la hauteur de béton saturé à l'échéance T (m),

avec $\zeta(T) = D\sqrt{T}$

$\delta m/m$, la variation relative de masse mesurée sur les éprouvettes à l'échéance T,

d, la densité initiale du matériau (prise égale à 2,29),

$\delta m_\gamma(z)/m_\gamma(z)$, la mesure relative de gammadensimétrie à la profondeur z.

Dans cette expression, tous les paramètres et mesures sont connus, à l'exception de D, qui peut ainsi être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$D = \left(\frac{\left(\frac{\Delta M}{S_p} - \int_0^{0{,}14} \frac{\delta m_\gamma(z)}{m_\gamma(z)} \times d.dz \right)}{\frac{\delta m}{m} \times d} - 0{,}07 \right) \frac{1}{\sqrt{t}}$$

Ce calcul peut être effectué pour chaque échéance, ce qui donne autant de valeurs différentes du coefficient D. La valeur retenue est celle qui minimise l'écart quadratique entre les variations de masse globale calculées et celles mesurées par pesage pour l'ensemble des échéances. En outre, en supposant que seules les valeurs liées au pesage, à la gammadensimétrie et aux variations de masse d'éprouvettes ont des aléas, nous avons différencié cette formule par rapport à ces valeurs en considérant

leurs incertitudes indépendantes. Nous avons ainsi obtenu l'incertitude de ce coefficient :

$$u_D = \frac{1}{\sqrt{T}} \sqrt{\left(\frac{1}{\frac{\delta m}{m} \times d}\right)^2 \left(u_{pesage}^2 + u_{gamma}^2\right) + \left(\frac{\left(\frac{\Delta M}{S_p} - \int_0^{0,14} \frac{\delta m_\gamma(z)}{m_\gamma(z)} \times d.dz\right)}{d \times \left(\frac{\delta m}{m}\right)^2}\right)^2 u_{\delta m/m}^2}$$

avec $u_{\delta m/m}$: l'écart type des variations de masse mesurées sur éprouvettes,
u_{pesage} : l'incertitude sur la mesure de pesage (de l'ordre de 130 g/m²),
u_{gamma} : l'incertitude sur l'intégration des mesures de gammadensimétrie (de l'ordre de 530 g/m²).

Ces deux calculs ont été réalisés pour les poutres ; les résultats sont réunis dans le Tableau II-8. L'incertitude sur le calcul, qui est principalement amenée par l'incertitude sur la mesure de gammadensimétrie, est très importante et montre que ces résultats doivent être utilisés avec précaution, en particulier pour les poutres P1 et P5 dont les incertitudes représentent près de 50 % des valeurs calculées.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
Coeff D	2,35.E-03	6,85.E-03	7,25.E-03	7,48.E-03	2,66.E-03	5,29.E-03	(m.jour$^{-1/2}$)
Incertitude	1,13.E-03	2,65.E-03	2,06.E-03	1,99.E-03	1,21.E-03	1,85.E-03	(m.jour$^{-1/2}$)
Ecart quadratique	493	341	373	571	875	398	(g/m²)

Tableau II-8 : Coefficients D caractérisant la pénétration d'eau dans la partie basse des poutres

L'écart quadratique, caractérisant la dispersion entre les calculs et les courbes de pesage de chaque poutre, est du même ordre que celui des cinétiques de séchage. Il est maximal pour les deux poutres armées réactives, ce qui est logique puisque la plus grande part d'incertitude sur ces calculs est due à l'incertitude sur la mesure de gammadensimétrie.
Ces calculs conduisent à des coefficients de pénétration d'eau D compris entre 0,06 et 0,210 mm.min$^{-1/2}$, de l'ordre de ceux déterminés sur éprouvettes par Hall *[Hall, 1989]* pour une formulation de béton de rapport E/C de 0,5. En outre, Hall montre l'effet important, sur ces valeurs, de la compaction lors du coulage, avec une diminution du coefficient D pour des compactions longues. Cette analyse permet d'expliquer les différences notées dans ce tableau, puisqu'il était impossible pendant les coulages des poutres d'obtenir le même temps de vibration d'une poutre à l'autre.
Le même calcul a été effectué pour la poutre "moyenne", à partir de la cinétique de pesage moyenne et des profils de variation de masse moyens. Le coefficient D a ainsi été déterminé, il vaut 5,8.10^{-3} m.jour$^{-1/2}$, soit 0,150 mm.min$^{-1/2}$ avec une dispersion de 135 g/m² entre les résultats de l'intégration et la mesure de pesage. La Figure II-44 permet d'illustrer ces calculs en représentant sur un même graphique la cinétique de variation de masse globale obtenue par pesage et le résultat de l'intégration des profils de variation de masse moyens dans le cas de la poutre "moyenne" :

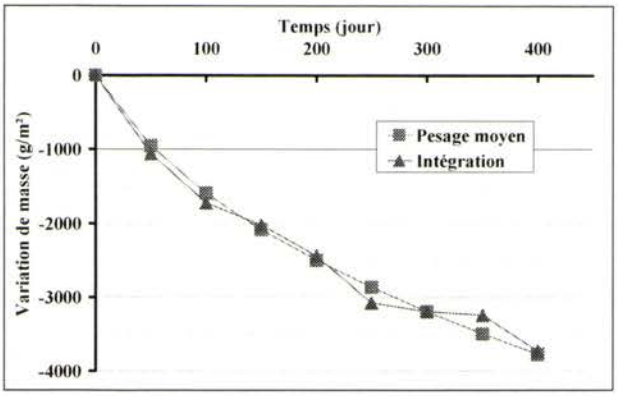


Figure II-44 : Comparaison du résultat de l'intégration des profils moyens de variation de masse et de la cinétique moyenne de variation de masse globale obtenue par pesage

Elle montre l'excellente corrélation obtenue dans le cas de cette poutre moyenne entre le calcul et la mesure, et permet de garantir la bonne représentativité des profils de variation de masse effectués à l'aide de l'hypothèse de pénétration brutale du front d'imbibition. Ces calculs permettent ainsi de déterminer une cinétique simple de la prise de masse en partie basse à partir des mesures de pesage et de gammadensimétrie. En outre, ils permettent de déterminer la profondeur atteinte par la pénétration du front d'eau dans la "poutre moyenne" à la fin de la phase de séchage, soit 0,32 m de profondeur par rapport à la face supérieure des poutres (ce qui correspond à une pénétration de 0,11 m en 400 jours par rapport aux bords inférieurs du revêtement d'aluminium).

2 - Phase de remouillage

2.1 Variation de masse globale

2.1.1 Analyse des variations de masse globale

Le changement de régime hydrique lié au remouillage des poutres provoque une absorption brutale d'eau de l'ordre de 8 à 10 kg/m² avant qu'un régime plus régulier ne s'installe. Afin d'analyser ce phénomène de reprise de masse, les variations globales ont été recalées à la date du remouillage, la dernière variation de masse de la phase de séchage étant prise comme point 0. Comme précédemment, les cinétiques ont été tracées en racine carré du temps (Figure II-45).

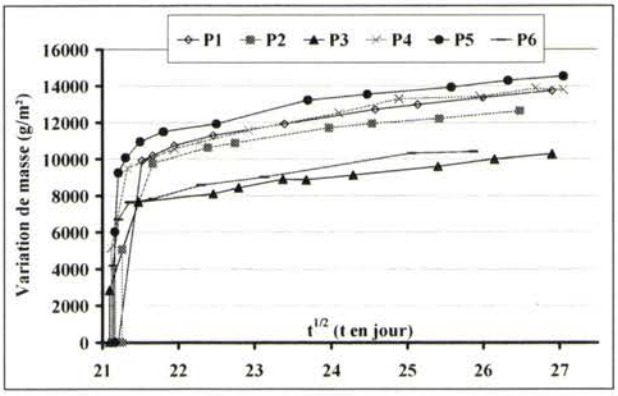


Figure II-45 : Variations de masse globale des poutres pendant la phase de remouillage recalées par rapport à la variation de masse à l'instant du remouillage

La Figure II-45 indique une différence de comportement significative entre les poutres réactives et les poutres non réactives. L'écart mini - maxi pour les mesures des poutres réactives est d'environ 1,5 kg/m², alors qu'il était seulement de 1 kg/m² pour toutes les poutres pendant le séchage, et les variations de masse des poutres non réactives sont inférieures d'environ 2 kg/m² à celles des poutres réactives.

La première explication à cette différence serait une absorption supérieure du matériau réactif du fait de la présence de gels d'alcali-réaction ; cependant ce comportement n'a pas été noté sur les éprouvettes cylindriques réactives remises en eau. Cependant, lors du remouillage, le gonflement des poutres réactives a provoqué une fissuration importante et ouverte de la face supérieure, ce qui peut expliquer une prise de masse plus importante.

Afin de poursuivre l'analyse et simplifier la représentation, les régressions linéaires des différentes cinétiques ont été établies sans recalage une fois le nouveau régime hydrique établi (Tableau II-9).

Les dispersions, par rapport aux régressions linéaires, caractérisées par l'écart quadratique, sont légèrement supérieures à celles calculées pendant la phase de séchage, ce qui peut s'expliquer par les problèmes d'essuyage. En effet, pendant cette phase, le pesage nécessitait l'essuyage des deux faces des poutres, la surface inférieure comme dans la première partie mais également la surface supérieure. Cette surface étant recouverte de nombreux câbles, l'essuyage était difficilement répétable, ce qui

justifie une incertitude plus importante de la mesure. Néanmoins, cette incertitude ne permet pas de justifier la différence de comportement des différentes poutres.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
Pente	693	534	476	717	630	635	($g/m^2.jour^{-1/2}$)
Ordonnée à l'origine	-8223	-5321	-5399	-8325	-6416	-8863	(g/m^2)
Coef de corrélation R^2	0,96	0,95	0,98	0,94	0,95	0,97	
Ecart quadratique	264	218	100	305	278	175	(g/m^2)

Tableau II-9 : Paramètres des régressions linéaires représentant le comportement hydrique des poutres pendant la phase de remouillage sans recalage

Les coefficients de corrélation sont de l'ordre de 0,95, ce qui illustre la bonne représentativité de la loi en racine carrée du temps pendant toute la phase de remouillage, ce qui signifie qu'aucune poutre n'est proche de la saturation et que les deux fronts d'eau ne sont donc pas encore parvenus à se rejoindre. En effet, dans le cas contraire, les variations de masse deviendraient nulles et le phénomène ne pourrait plus être représenté par une unique droite.

D'autre part, les différences entre les paramètres des représentations sont plus importantes que dans la phase précédente avec une différence maximale de 250 $g/m^2/jour^{1/2}$ entre la pente la plus faible (P3) et la plus importante (P4), sans que ces différences puissent être justifiées par la nature du béton (Tableau II-9). Pendant la phase précédente, la différence maximale n'était que d'environ 30 $g/m^2/jour^{1/2}$; cependant, les variations de masse étaient environ 4 fois inférieures (pertes de masses d'environ 3 kg/m^2 contre des prises de masses de plus de 12 kg/m^2).

2.1.2 Détermination des cinétiques moyennes

Ainsi, les représentations linéaires en fonction de la racine carrée du temps ne permettent pas de différencier les différentes poutres et, pour suivre la logique de la phase de séchage, le calcul a d'abord été mené pour une poutre moyenne. En considérant les mesures de variations de masse des poutres réactives et non réactives comme une seule population, la cinétique de variation de masse globale moyenne pendant le remouillage a pour équation :

$$\Delta Masse_{tot} = 675\sqrt{Temps} - 8461$$

avec $\Delta Masse_{tot}$ en g/m^2,

et $Temps$ en jour,

avec un écart quadratique de 1140 g/m^2.

L'importance de l'écart quadratique par rapport à celui de la phase de séchage souligne les différences entre les différentes poutres. Par conséquent, ce calcul a été complété par l'établissement de deux cinétiques, qui ont donc été calculées en considérant les mesures de variations de masse des poutres réactives et celles des poutres non réactives comme deux populations (Figure II-46).

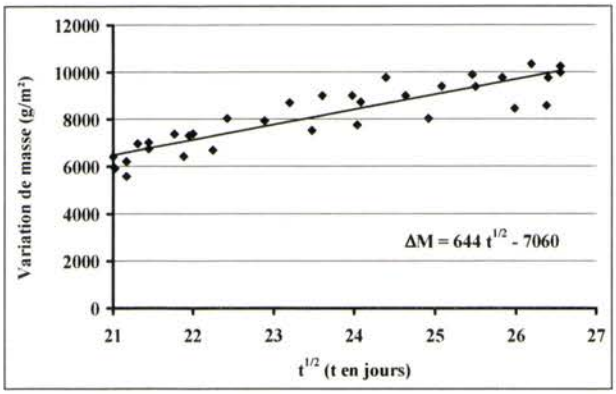


Figure II-46 : Cinétique moyenne de variations de masse globale des poutres réactives pendant la phase de remouillage

La cinétique moyenne de prise de masse pour les poutres en béton réactif pendant cette phase peut ainsi être représentée par la droite :

$$\Delta Masse_{tot} = 644\sqrt{Temps} - 7060$$

avec $\Delta Masse_{tot}$ en g/m²,

et *Temps* en jour,

le fuseau étant caractérisé par un écart quadratique de 600 g/m², ce qui est à peine supérieur à celui de la phase de séchage.

En ce qui concerne les poutres non réactives, l'équation de la régression linéaire est :

$$\Delta Masse_{tot} = 526\sqrt{Temps} - 6507$$

avec $\Delta Masse_{tot}$ en g/m²,

et *Temps* en jour,

avec un écart quadratique de 210 g/m².

La réduction des écarts quadratiques illustre que la dispersion du calcul effectué sans différencier poutres réactives et poutres non réactives peut être attribuée à la différence de formulation, ce qui pourrait s'expliquer principalement par l'ouverture de fissures dans la partie supérieure des poutres réactives.

2.2 Mouvements hydriques le long de la hauteur des poutres

2.2.1 Humidité relative interne aux poutres

2.2.1.1 A 0,08 m de la face supérieure

Les mesures d'humidité relative internes confirment les différences de comportement entre les deux formulations (Figure II-47).

En effet, malgré l'incertitude de mesure de l'ordre de 1,5 %, et les précautions à prendre en ce qui concerne les mesures d'hygrométrie pour de si fortes humidités, la différence de remontée de HR à 0,08 m de profondeur entre les poutres P3 et P6 et les autres est manifeste. La saturation est très rapide pour les poutres réactives (environ 15 jours après le début du remouillage), alors que l'humidité relative interne des poutres P3 et P6 monte rapidement jusqu'à 98 % avant d'atteindre la saturation très lentement en plus de 250 jours. L'humidité relative montre les mêmes résultats que les mesures de variations de masse globale mais n'apporte pas d'autre explication à cette différence.

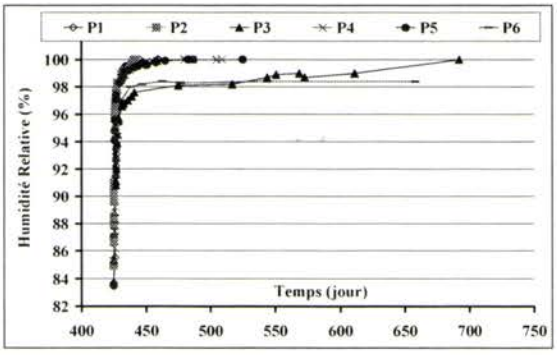


Figure II-47 : Humidité relative interne des poutres à 0,08 m de profondeur pendant la phase de remouillage (date de remouillage recalée à 425 jours pour toutes les poutres)

2.2.1.2 Variation d'humidité relative à trois profondeurs

Les mesures sur la poutre P5 permettent de compléter cette analyse par la représentation des humidités relatives à différentes profondeurs (Figure II-48).

Cette figure illustre la montée rapide de l'humidité à 0,08 m de profondeur et montre que le béton plus profond rejoint également très rapidement cet état de saturation. En fait, les augmentations d'humidité relative à 0,17 m et 0,27 m de profondeur sont pratiquement concomitantes. Le remouillage de la partie supérieure des poutres atteint progressivement 0,17 m de profondeur après que le béton s'est saturé très rapidement dans les 100 premiers millimètres, avec une valeur proche de la saturation environ 35 jours après le remouillage. La saturation à 0,27 m peut s'expliquer par la proximité du front de remouillage inférieur (qui atteint au niveau de la poutre moyenne une profondeur d'environ 0,30 m à 425 jours).

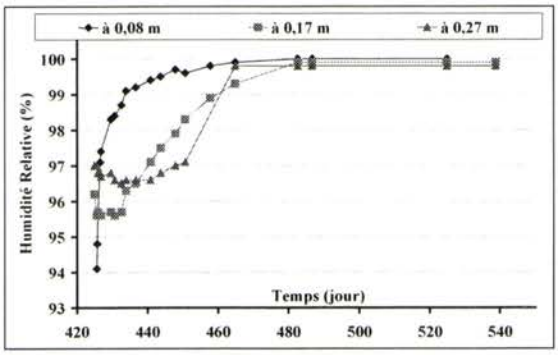


Figure II-48 : Humidité relative interne de la poutre P5 en trois profondeurs pendant le remouillage

2.2.1.3 Bilan

Les mesures d'humidité interne montrent que lors de la phase de remouillage, l'état de saturation du béton est atteint très rapidement avec des humidités relatives de 100 % dans toute la hauteur des poutres après environ 35 jours de remouillage pour les poutres réactives, notamment à cause de la fissuration en face supérieure. Pour les poutres non réactives, la saturation n'est atteinte que lentement dans la partie supérieure.

2.2.2 Profils de remouillage

2.2.2.1 Analyse des variations relatives de masse le long de la hauteur des poutres

La mesure de gammadensimétrie devait nous permettre de tracer des profils de remouillage le long de la hauteur des poutres. Cependant, pendant toute cette phase, l'incertitude des mesures a été plus élevée que pendant toute la première phase, particulièrement au niveau des deux premiers points de mesure. La Figure II-49 illustre ce phénomène avec les mesures effectuées sur la poutre P2.

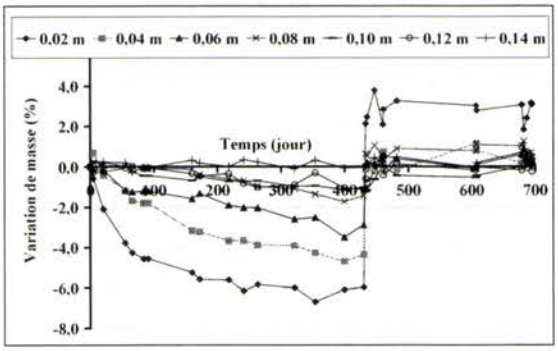


Figure II-49 : Cinétiques de variation de masse locale entre 0,02 m et 0,14 m de profondeur pour la poutre P2

Cette figure permet cependant de tirer des conclusions générales sur la cinétique de remouillage des poutres :

- Elle montre la rapidité du remouillage du béton à toutes les profondeurs atteintes par le séchage. En effet, toutes les profondeurs montrent des variations relatives de masse nulles après seulement 20 jours de remouillage.
- D'autre part, une prise de masse importante, de l'ordre de 3 %, est mesurée à 0,02 m de profondeur, ce qui s'explique par la plus forte porosité de la face supérieure, qui semble donc se localiser dans les trente premiers millimètres.
- Pour les points plus profonds, la prise de masse est limitée à 1 %, ce qui est cohérent avec les mesures sur éprouvettes.

Les mesures de gammadensimétrie montrent les mêmes résultats pour l'ensemble des poutres avec une "resaturation" très rapide du béton séché et une prise de masse plus importante du premier point (comprise entre 2 et 3 % selon les poutres).
Cependant, l'incertitude de la mesure paraît plus élevée que dans la première phase. Cette augmentation peut être caractérisée par l'écart type des mesures effectuées à 0,02 m de profondeur entre 450 et 700 jours sur la poutre P2, qui est de 0,56 % de variation de masse. Or, en considérant que le béton proche de la face supérieure se sature très rapidement et que les variations de masse sont alors faibles, il devrait être égal à l'incertitude de mesure (soit 0,4 %). Cette dispersion peut être expliquée par les déplacements importants de la face supérieure pendant cette phase. En effet, le béton étant soumis à un remouillage, des déformations considérables se sont développées du fait de l'alcali-réaction et une fissuration importante s'est produite. Cette fissuration a provoqué des mouvements au niveau de la face supérieure et a ainsi pu déplacer les cibles de gammadensimétrie.
De plus, les phénomènes de prise de masse étant de l'ordre du 1 %, l'erreur relative commise est plus élevée que dans le cas de pertes de masse d'environ 5 %. En effet, dans le cas de calculs d'intégration de profil de variations relatives de masse, l'incertitude sur la mesure représente 50 % de la prise de masse maximale ; il est alors impensable d'utiliser ces mesures pour tenter de déterminer des cinétiques d'absorption en zone supérieure. De même, la dispersion des mesures de gammadensimétrie est telle, par rapport à l'amplitude des phénomènes, qu'elles ne permettent pas de déterminer de différences entre béton réactif et béton non réactif. Dans ces conditions, nous avons choisi de poursuivre l'analyse en établissant un profil de remouillage moyen pour les six poutres.

2.2.2.2 Etablissement d'un profil de remouillage moyen

L'effet du remouillage sur les variations de masse du béton peut être considéré en deux temps. D'une part, la reprise de la masse perdue par séchage, et, d'autre part, une prise d'eau liée à la différence entre la saturation complète du matériau et l'état initial après cure. Afin d'étudier ces différentes étapes, nous avons tracé le profil moyen de remouillage en "réinitialisant" la mesure et en prenant comme nouvel état hydrique initial, la variation relative de masse à l'instant du remouillage (Figure II-50).

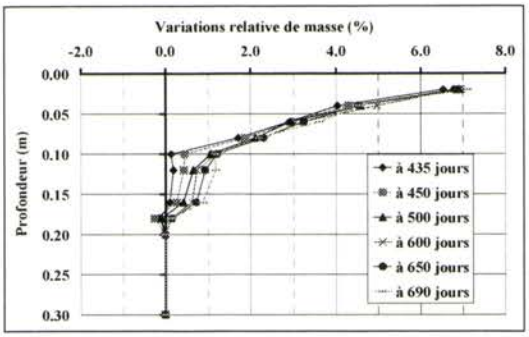


Figure II-50 : Profils de remouillage moyens recalés par rapport à la variation relative de masse à l'instant du remouillage

Cette représentation du remouillage dans la hauteur des poutres permet d'analyser les différentes étapes de la prise d'eau. A 0,02 m de profondeur, toutes les échéances sont du même ordre à 0,5 % de variation de masse près ; la reprise de masse et la saturation sont donc pratiquement immédiates à cette profondeur. Entre 0,04 m et 0,08 m, les variations de masse évoluent dans un fuseau de 1 % de largeur, avec une évolution lente depuis la valeur à 435 jours jusqu'aux valeurs mesurées entre 600 et 690 jours après l'exposition en salle, soit entre 165 et 255 jours après le remouillage (la différence entre les mesures effectuées entre 600 et 690 jours étant du même ordre que l'incertitude). A des profondeurs inférieures, l'évolution de la pénétration de l'eau se manifeste jusqu'à une profondeur de l'ordre de 0,16 m.

Cette analyse indique que la profondeur de séchage déterminée pendant la première phase a peut-être été surestimée. En effet, cette figure montre qu'au-dessus de 0,10 m toutes les profondeurs ont subi un séchage significatif ; la prise de masse pendant le remouillage représente alors la reprise de la masse perdue pendant le séchage puis la saturation du matériau (augmentation supplémentaire de l'ordre de 1 % sauf pour la profondeur de 0,02 m). En revanche, les mesures à 0,10 m et 0,12 m de profondeur ne montrent qu'une augmentation de 1 % de masse, ce qui représente principalement la prise de masse entre l'état initial après cure et la saturation. Cependant, ces analyses doivent être relativisées par l'incertitude de mesure de 0,4 % de variation de masse, soit près de 50 % de la perte de masse mesurée à la fin du séchage à 0,10 m de profondeur et 50 % de la prise de masse à saturation du matériau.

Enfin, l'analyse du profil moyen montre que la profondeur de remouillage de la poutre moyenne, obtenue par gammadensimétrie, est de l'ordre de 0,16 m.

2.3 Profils de variation de masse dans toute la hauteur des poutres

Afin de déterminer des profils de variation de masse dans toute la hauteur des poutres, nécessaires aux re-calculs de structures *[Multon et al., 2003-a]*, les profils de variation de masse le long de toute la hauteur des poutres ont été établis. Pour cette phase, le problème se présentait de façon assez différente de la phase de séchage, d'autant plus que la mesure de gammadensimétrie était difficilement utilisable.

2.3.1 Hypothèses et principe de calcul

L'hypothèse de base de ce calcul est de supposer, comme pour l'imbibition en partie inférieure, une pénétration brutale de front d'eau. Cette pénétration qui a lieu depuis la

face supérieure des poutres débute dans un béton ayant subi un séchage important. L'analyse des mesures de gammadensimétrie nous a montré que dès les premiers jours, le béton recouvrait sa masse initiale à toutes les profondeurs atteintes par le séchage. La seconde hypothèse a donc été qu'en premier lieu, toute la perte de masse par séchage était comblée instantanément par l'apport d'eau (Figure II-51).

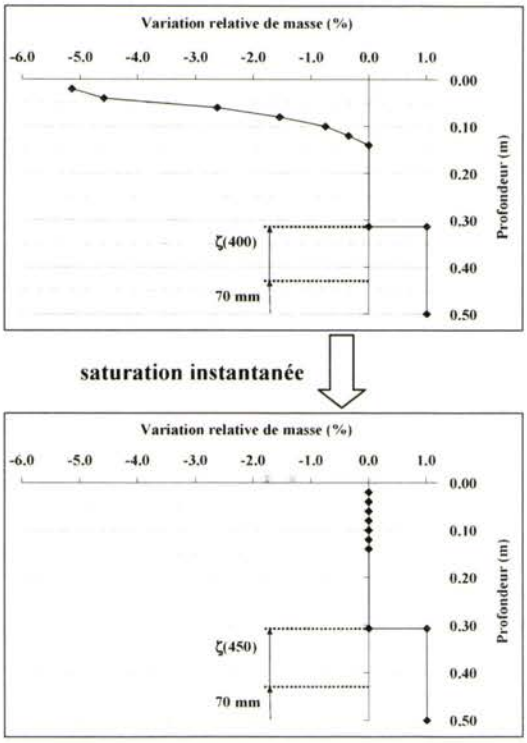


Figure II-51 : Passage de l'état hydrique à la fin du séchage à l'état hydrique quelques jours après le remouillage

Le béton recouvrant alors un état hydrique proche de celui de "sortie de cure", l'eau continue alors à pénétrer le matériau pour le saturer avec une avancée de front dont la cinétique est proportionnelle à la racine carrée du temps (Figure II-52).

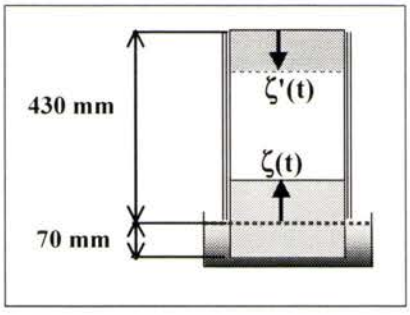


Figure II-52 : Pénétration des fronts d'imbibition dans les poutres

avec $\zeta'(t) = D'\sqrt{t - t_r}$

$\zeta'(t)$ étant la profondeur de pénétration du front d'imbibition en partie supérieure (en m), D', le coefficient caractérisant l'absorption du béton de la partie supérieure des poutres (en m.jour^{-1}), t, le temps en jour et t_r, l'instant du remouillage.
Dans la zone inférieure, les caractéristiques de remontée capillaire restent inchangées et les coefficients D et D', représentant l'avancée d'un front de saturation dans des bétons dont l'état hydrique est celui de sortie de cure, doivent être du même ordre de grandeur. Enfin, si les deux fronts de pénétration deviennent proches, on risque d'avoir un changement de régime hydrique lié à la proximité de la saturation. Cependant, les mesures de pesage ayant montré la bonne représentativité d'une loi en racine carrée du temps pour toute cette période, ce cas ne devrait pas être rencontré pour ces poutres.

2.3.2 Détails du calcul

Avec ces hypothèses, la variation de masse globale s'écrit :

$$\frac{\Delta M}{S_p} = (0{,}07 + \zeta(T)) \times \frac{\delta m}{m}(T) \times d + \zeta'(T) \times \frac{\delta m}{m}(T - t_r) \times d$$

avec :
ΔM, variation de masse globale obtenue par pesage (kg),
S_p, la surface de la poutre (0,25 x 3,0 m),
$(0{,}07+\zeta(T))$, étant la hauteur de béton saturé à l'échéance T (m),

avec $\zeta(T) = D\sqrt{T}$

$\delta m/m$, la variation relative de masse mesurée sur les éprouvettes à l'échéance correspondante,
d, la densité initiale du matériau (prise égale à 2,29),
$\zeta'(T)$, la profondeur de béton saturé par le remouillage supérieur (m),

avec $\zeta'(T) = D'\sqrt{T - t_r}$

et t_r, la date du remouillage.
Comme dans le calcul précédent, la seule inconnue de ce calcul est le coefficient D', qui peut donc être isolé et calculé pour les différentes échéances de la mesure de pesage :

$$D' = \left(\frac{\Delta M}{S_p} - (0{,}07 + D\sqrt{T}) \times \frac{\delta m}{m}(T) \times d \right) \frac{1}{\frac{\delta m}{m}(T - t_r) \times d \times \sqrt{T - t_r}}$$

L'incertitude sur ce coefficient provient principalement de l'incertitude sur D, elle est donc du même ordre.

2.3.3 Analyse du comportement des poutres

A chaque échéance correspond un coefficient D' différent, le coefficient retenu étant celui qui minimise l'écart quadratique entre les points calculés et les points mesurés par pesage.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
Coeff D'	16,2.E-03	4,35.E-03	2,47.E-03	6,99.E-03	15,5.E-03	5,69.E-03	(m.jour$^{-1/2}$)
Coeff D	2,35.E-03	6,85.E-03	7,25.E-03	7,48.E-03	2,66.E-03	5,29.E-03	(m.jour-1/2)
Incertitude D	1,13.E-03	2,65.E-03	2,06.E-03	1,99.E-03	1,21.E-03	1,85.E-03	(m.jour-1/2)
Ecart quadratique D'	796	274	331	536	826	338	(g/m²)
Ecart quadratique D	493	341	373	571	875	398	(g/m²)

Tableau II-10 : Coefficients D' et D caractérisant la pénétration d'eau dans les parties supérieure et inférieure des poutres

Le Tableau II-10 présente les résultats des calculs pour les six poutres et rappelle les coefficients D représentatifs de l'imbibition dans la partie inférieure. Les écarts quadratiques sont plutôt meilleurs pour le calcul de D' que pour le calcul de D. Cette amélioration s'explique par l'utilisation de la mesure de pesage (plus précise) pour le calage de ce second calcul, la gammadensimétrie n'intervenant qu'à travers le coefficient D. L'écart quadratique supérieur pour le calcul concernant la poutre P1 est sans doute dû au recalage préalable des mesures de pesage et de gammadensimétrie, les points 0 de ces deux mesures n'ayant pas pu être effectués sur cette poutre, ce qui a pu avoir une influence importante sur le calcul de D puis de D'.

Compte tenu des incertitudes sur ces valeurs, les poutres P2 à P4 et P6 ont des coefficients D et D' du même ordre de grandeur. Seules les poutres P1 et P5 présentent des coefficients D' réellement plus grands, qui semblent indiquer une porosité supérieure pour la partie haute que pour la partie basse des poutres et supérieur à celui des autres poutres. Pourtant, rien ne justifie un comportement différent de ces deux poutres par rapport à P2 et P4. D'autre part, on remarque que ces deux poutres sont celles dont l'incertitude relative sur D était la plus élevée ; or un coefficient D inférieur implique, à pesage constant, un coefficient D' plus fort. Cependant, ces coefficients sont de l'ordre de 0,40 mm/min$^{-1/2}$, ce qui est inférieur à la valeur déterminée par Hall pour un béton de rapport E/C de 0,4 et pour une compaction normale lors de la mise en œuvre *[Hall, 1989]*. Ces valeurs ne sont donc pas incohérentes, leur dispersion étant sans doute due à des différences de vibration lors des coulages, qui existent aussi bien entre les différentes poutres que dans la profondeur d'un même corps d'épreuve. Néanmoins, la dispersion des valeurs de D' ne pouvant être justifiée ni par la différence de béton ni par des différences de ferraillage, et l'écart entre les deux valeurs extrêmes étant supérieur à 5 fois l'incertitude sur D' la plus élevée, il semble difficile de définir un coefficient D' moyen pour l'ensemble des poutres.

3 - Conclusion

Les mesures de pesage, de gammadensimétrie et d'humidité relative interne ont permis de constituer une banque de données importantes concernant le séchage et l'imbibition de six structures. Cette banque de données est utilisable pour le calage ou la validation de modélisations de transports hydriques, qui concernent tous les secteurs intéressés par la durabilité des bétons.

Les différences observées entre les poutres pendant l'ensemble des analyses peuvent être expliquées par un aléa lié à des fabrications distinctes d'une même formulation, dû à la précision des dosages, à la température lors de la fabrication, à la valeur de l'air occlus, à l'apport d'eau pendant la période de cure, à la durée de vibration... D'autre part, ces analyses reposent en partie sur l'utilisation de mesures de gammadensimétrie dont l'importance de l'incertitude peut expliquer une partie significative de ces écarts, d'où l'intérêt, du moins dans un premier temps, d'utiliser les représentations moyennes. En outre, ces mesures permettent d'établir un certain nombre de conclusions pratiques propres à chaque phase de l'étude.

Phase de séchage

- La cinétique classique en racine carrée du temps permet de représenter parfaitement le transport hydrique dans ces poutres.
- Ces mesures ont permis d'estimer des coefficients caractérisant l'imbibition, directement sur structures, de l'ordre de 2 à 9.10^{-3} m.jour$^{-1/2}$.
- Pendant cette phase, aucune différence n'est apparue entre les deux formulations, ce qui s'accorde avec le fait que l'alcali-réaction ne modifie pas le comportement hydrique du béton dans lequel elle se développe *[Larive, 1998]*.
- Après 14 mois de séchage, l'humidité relative interne à 0,08 m de profondeur reste supérieure à 83 %, ce qui est suffisant pour le développement de l'alcali-réaction, qui a effectivement eu lieu (cf. déformations verticales de la poutres P2 dans le Chapitre 3 de la Partie II).
- En terme de variation de masse locale, ce séchage a provoqué une perte de masse moyenne de 5 % après 200 jours à 0,02 m de profondeur. Pour une profondeur supérieure, la perte de masse n'a pas atteint de palier. Après 14 mois, le séchage a atteint une profondeur moyenne de l'ordre de 0,12 m.
- Enfin, l'ensemble des données a été résumé par des modèles simplifiés dont la représentativité a été chiffrée (Tableau II-11). Le phénomène d'imbibition dans la partie inférieure des poutres a ainsi été représenté par une pénétration de front, qui pénètre d'environ 0,11 m en 14 mois.

	Représentation modèle	P1	P2	P3	P4	P5	P6	Poutre moyenne	
Masse globale	Pente	-217	-204	-200	-215	-222	-233	-218	(g/m² jour-1/2)
	Ordonnee a l'origine	367	97	774	1038	-81	1122	591	(g m²)
Séchage	Pente	-343	-488	-369	-456	-364	-340	-397	(g/m² jour-1/2)
	Ordonnee a l'origine	-407	108	-548	188	-602	-467	-240	(g m²)
Imbibition	Diffusion inferieure	2,35 E-03	6,85 E-03	7,25 E-03	7,48 E-03	2,66 E-03	5,29 E-03	5,80.E-03	(m jour$^{1/2}$)

Tableau II-11 : Bilan des paramètres des représentations des comportements hydriques des poutres pendant la phase de séchage

Phase de remouillage

- La cinétique classique en racine carrée du temps permet toujours de représenter le transport hydrique, ce qui montre que les poutres n'ont pas atteint l'état de saturation complète après 9 mois de remouillage.
- La mesure de pesage a permis d'estimer des coefficients caractérisant l'imbibition dans la partie supérieure du même ordre que ceux de la partie inférieure des poutres à l'exception des poutres P1 et P5. Cependant, toutes les valeurs restent de l'ordre de celles d'un béton ordinaire *[Hall, 1989]*.
- Le pesage révèle un comportement particulièrement différent avec une prise de masse plus importante pour les poutres réactives que pour les poutres non réactives. Ce comportement qui n'avait pas été noté pour les éprouvettes cylindriques, peut s'expliquer par une fissuration importante et particulièrement ouverte au niveau des faces supérieures des poutres réactives. Les mesures d'humidité relative interne à 0,08 m de profondeur confirment ce résultat avec une saturation plus rapide pour les poutres réactives que pour les poutres non réactives. En revanche, le calcul des coefficients D' ne confirme pas cette distinction.
- Enfin, comme pour la phase précédente, l'ensemble des données a été résumé par des modèles simplifiés dont la représentativité a été chiffrée (Tableau II-12).

	Représentation modèle	P1	P2	P3	P4	P5	P6	Poutre moyenne	
Masse globale	Pente	693	534	476	717	630	635	675	($g.m^{-2}.jour^{-1/2}$)
	Ordonnee a l'origine	-8223	-5321	-5399	-8325	-6416	-8863	-8461	($g.m^{-2}$)
Imbibition	Diffusion superieure	16,2 E-03	4,35 E-03	2,47 E-03	6,99 E-03	15,5 E-03	5,69 E-03	-	($m.jour^{-1/2}$)
	Diffusion inferieure	2,35 E-03	6,85 E-03	7,25 E-03	7,48 E-03	2,66 E-03	5,29 E-03	5,80 E-03	($m.jour^{-1/2}$)

Tableau II-12 : Bilan des paramètres des représentations des comportements hydriques des poutres pendant la phase de remouillage

Ces mesures permettent finalement de représenter les mouvements hydriques par des profils de variations de masse le long de la hauteur des poutres, qui sont indispensables au re-calcul des structures atteintes par l'alcali-réaction *[Multon et al., 2003-a]*.

Chapitre 3

Alcali-réaction dans des poutres non armées soumises à un gradient hydrique

Introduction

Dans les structures réelles, des gradients d'humidité se développent constamment entre la peau des ouvrages (à une humidité proche de celle du milieu extérieur) et le cœur, qui reste humide longtemps après la fabrication *[Mensi et al., 1988]*. Pour un béton ne contenant pas de granulats réactifs, ces gradients conduisent à des gradients de retrait et donc à des déformations différées qui peuvent être responsables de fissurations importantes *[Kim & Lee, 1998]*, *[Bissonnette et al., 1999]*, *[Colina & Acker, 2000]*. Or, le développement de l'alcali-réaction est fortement piloté par l'humidité relative interne du béton, imposée par la composition initiale, par les apports d'eau ou par le séchage extérieurs *[Olafsson, 1986]*, *[Kurihara & Katawaki, 1989]*, *[Larive et al., 2000-b]*. Les gradients d'humidité existant dans les ouvrages risquent donc de causer des gradients de déformations de plus grande amplitude et ainsi provoquer des désordres plus importants.
Les poutres étudiées étant soumises à un gradient hydrique, forcé par les conditions d'environnement, la réaction chimique s'est développée de façon différentielle dans la hauteur en accord avec ce gradient. Les conséquences d'un tel gradient sont analysées pour le béton témoin non réactif et pour le béton réactif au travers du comportement de deux corps d'épreuve non armés (P2 et P3). En outre, nous avons également étudié l'influence du dosage en alcalins en comparant le comportement de la poutre P2, dopée à 1,25 % de Na_2O_{eq} et la poutre P1, "sous-dosée" à 1 % de Na_2O_{eq}.
Les différentes mesures de déformations locales, globales et de flèches ont d'abord été comparées les unes aux autres, afin de vérifier leur cohérence et le mode de fonctionnement mécanique des corps d'épreuve étudiés. En outre, toutes les modélisations des effets de l'alcali-réaction sur des structures reposant sur les principes de base de la Résistance des Matériaux, la première analyse a donc consisté à vérifier que les différents corps d'épreuve se comportaient bien comme des "poutres théoriques". Si ces conditions sont vérifiées, le suivi des déformations constituera une importante banque de **données de validation** pour les modèles d'alcali-réaction mais également pour les modélisations représentant le séchage des structures *[Bazant et al., 1991]*, *[Granger et al., 1997]*, *[Torrenti et al., 1999-b]*, *[Barr et al., 1997]*.
Enfin, après avoir vérifié le comportement mécanique de type "poutre" de ces corps d'épreuve, nous avons mené un re-calcul basé sur les hypothèses de la Résistance des Matériaux. A cette fin, un profil de déformations chimiques imposées a été déterminé à partir des mesures de déformations sur éprouvettes et du profil de variations relatives de masse. Ce calcul permet de discuter du rôle de l'anisotropie sur le comportement de ces structures.

1 - Déformations dans la direction verticale

Les déformations verticales ont été mesurées par des extensomètres à cordes vibrantes internes (de base de mesure de 85 mm) à 0,08 m, 0,17 m, 0,27m et 0,37 m de profondeur et par des extensomètres externes de base de mesure de l'ordre de 0,50 m, intégrant la totalité de la déformation verticale des poutres. Dans cette direction, et en supposant que le gradient hydrique est parfaitement vertical, l'ensemble du béton à une même profondeur est théoriquement à la même humidité et se trouve donc sujet au même gonflement chimique et/ou hydrique imposé. Ainsi, comme aucune contrainte

ne s'impose dans la direction verticale, chaque "niveau" peut développer un gonflement conforme à celui d'une éprouvette. Les déformations verticales témoignent donc directement du développement de l'alcali-réaction (au sens des gonflements induits) aux différentes profondeurs de mesure. Néanmoins, comme dans une éprouvette, le gonflement a une nature très hétérogène, qui implique des gonflements plus ou moins importants en fonction de la présence de granulats réactifs, et donc des contraintes locales. En outre, il est important de noter le caractère intégrateur de ces extensomètres à corde vibrante. En effet, les extensomètres à corde vibrante internes ayant une base de mesure de 85 mm, la mesure verticale est intégrée sur une hauteur de 85 mm autour de la profondeur donnée (les extensomètres placés à 0,08 m de profondeur effectuent une mesure entre 0,038 m et 0,122 m de profondeur). Du fait du gradient hydrique, la partie supérieure du capteur mesure les déformations d'un béton moins humide que la partie inférieure. Ce gradient hydrique induit un gradient de déformation sur les 85 mm de hauteur, contrairement aux extensomètres transversaux et longitudinaux qui sont situés dans un même plan horizontal.
En outre, pour prendre en compte la nature hétérogène du béton et en particulier du développement de l'alcali-réaction *[Larive et al., 2000-a]*, un grand nombre de mesures a été utilisé. Chaque mesure étant doublée ou triplée, toutes les déformations représentées dans les graphiques de ce chapitre sont les moyennes des signaux des différents capteurs effectuant des mesures équivalentes (même direction et même profondeur), complétées par la donnée des valeurs maximales et minimales de chaque déformation afin de représenter le caractère hétérogène des gonflements d'alcali-réaction (certaines valeurs n'étant déterminées qu'à partir de deux capteurs, l'écart type n'était pas représentatif).
Le développement de l'alcali-réaction étant piloté par la présence d'eau au cœur du béton, l'analyse des déformations de bétons atteints d'alcali-réaction est à relier aux variations de masse du matériau *[Larive, 1998]*. De plus, les déformations des poutres non armées résultent de deux mécanismes : gonflements dus à l'alcali-réaction et comportement hydrique réversible d'un matériau poreux tel que le béton (retrait dû au séchage et gonflement hydrique dû à l'imbibition). Afin de distinguer l'effet de chacun de ces deux phénomènes, il était important d'étudier une poutre témoin de même dimension et placée dans les mêmes conditions, mais coulée avec une formulation de béton non réactive. Ainsi, les mesures de la poutre réactive P2 sont présentées en regard des variations de masses et des déformations de la poutre témoin non réactive. La quantité d'informations apportée par ces mesures est telle qu'il nous a semblé utile de les représenter sous deux formes :

- les cinétiques de déformations aux différentes profondeurs pour la poutre P2 et la poutre témoin P3 pour analyser l'évolution des déformations au cours du temps (Figure II-53), auxquelles ont été ajoutées les histoires de déformation des éprouvettes cylindriques conservées en eau et sous aluminium, pour comparer le comportement local dans les structures avec le comportement d'éprouvettes,
- les déformations moyennes dans la hauteur des sections, au regard des profils de variation de masse pour analyser l'influence du gradient hydrique sur les déformations selon la profondeur des poutres (Figure II-54).

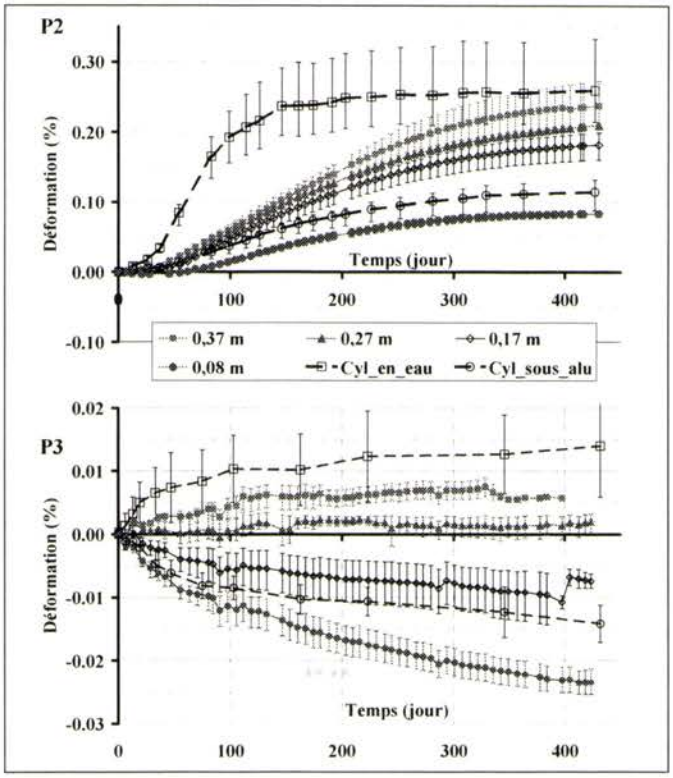


Figure II-53 : Déformations verticales des poutres réactive P2 et témoin P3 et des déformations mesurées sur cylindres conservés en eau et sous aluminium

Les enseignements de l'analyse des courbes des Figure II-53 et II-54 sont nombreux. Pour la poutre témoin, trois types de résultats peuvent être dégagés :

- à 0,37 m de profondeur, les déformations sont positives, ce qui témoigne d'un gonflement d'origine hydrique, et donc d'une remontée capillaire importante,
- à 0,27 m de profondeur, les déformations sont pratiquement nulles, ce qui s'explique par une remontée capillaire faible permettant de compenser le retrait, ce qui est cohérent avec le profil de variation de masse,
- à 0,08 m et 0,17 m, le retrait domine.
- Enfin, ces déformations se produisent principalement dans les 100 premiers jours, particulièrement dans le cas des gonflements hydriques. Seules les deux mesures les plus proches de la face de séchage montrent une cinétique de retrait importante, qui n'est pas stabilisée à la fin.

Ces résultats s'accordent avec des études antérieures qui ont montré que le retrait était fortement lié à l'évolution de l'humidité relative du béton *[Sakata, 1983], [Acker, 1988], [Barr et al., 1997]*.

Remarque : Le "saut" de déformations observé à 0,17 m de profondeur à 400 jours sur la poutre P3 est dû au dysfonctionnement d'un extensomètre, ce qui a pour conséquence de modifier légèrement la valeur moyenne qui n'est plus calculée que sur deux capteurs.

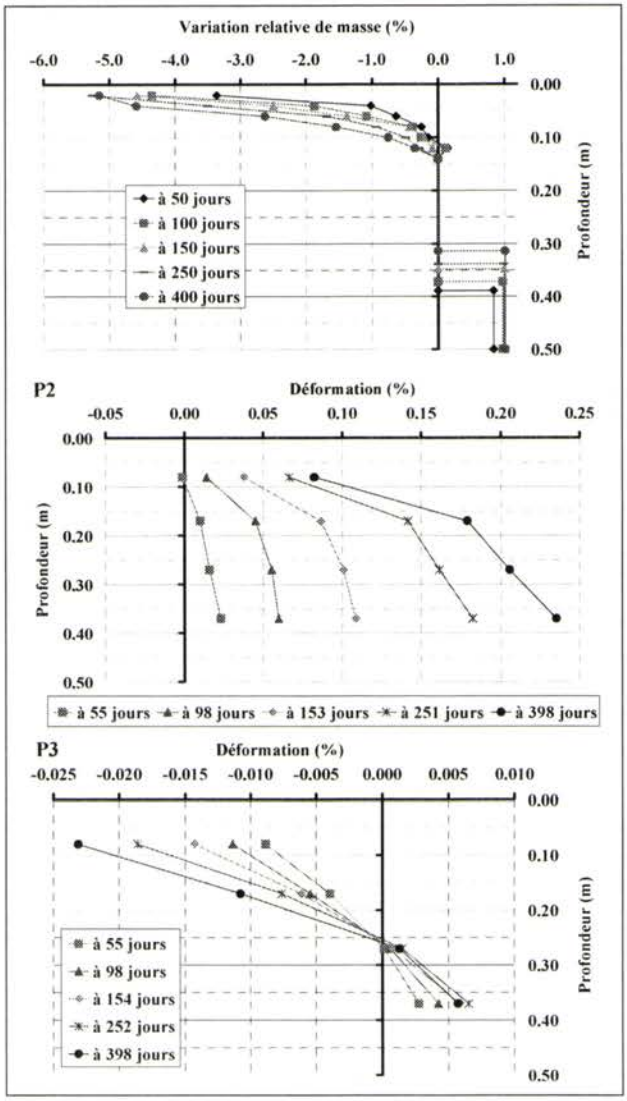


Figure II-54 : Variations de masse de la "poutre moyenne" et déformations verticales dans la hauteur des poutres P2 et P3

Pour la poutre réactive, l'étude des déformations verticales permet de déterminer à quelles profondeurs l'alcali-réaction est affectée par le séchage. Ainsi :

- Les déformations à 0,08 m de profondeur sont relativement faibles, légèrement inférieures aux gonflements mesurés sur des cylindres conservés sous aluminium et avec une cinétique très proche.

Cependant, ce résultat montre que, malgré un séchage sévère, l'alcali-réaction n'a pas été complètement stoppée entre 0,038 m et 0,122 m. L'alcali-réaction se développe donc dans une grande partie de la poutre, ce qui est cohérent avec les mesures d'humidité relative montrant des valeurs supérieures à 85 % de HR, même après 14 mois d'exposition en salle, à 0,08 m de profondeur.

- Les déformations à 0,17 m, 0,27 m et 0,37 m de profondeur sont du même ordre avec une augmentation régulière des gonflements avec la proximité des apports d'eau : plus l'eau est proche, plus les gonflements sont importants.

Ainsi, le gonflement asymptotique à 0,37 m de profondeur est du même ordre que le gonflement mesuré sur cylindres conservés en eau, ce qui est cohérent avec la remontée capillaire. En revanche, les cinétiques sont très différentes, ce qui s'explique par la montée progressive du front d'eau dans la poutre et donc le long de la base de mesure de ces extensomètres dont le milieu est à 0,37 m de profondeur (la base de mesure montant donc jusqu'à environ 0,33 m de profondeur).

Comparaison des déformations verticales locales et globales

Les extensomètres grande base intègrent les déformations verticales le long de toute la hauteur de la poutre. Afin de vérifier la cohérence de l'ensemble de ces mesures, il était important de les comparer. Dans ce but, nous avons intégré les mesures des déformations locales obtenues par les petits extensomètres à corde vibrante pour les comparer à la mesure globale, moyenne des six extensomètres grande base (0,44 m de base). Les mesures locales ont été intégrées selon la méthode des rectangles, chaque mesure représentant une certaine hauteur de la poutre (Figure II-55).

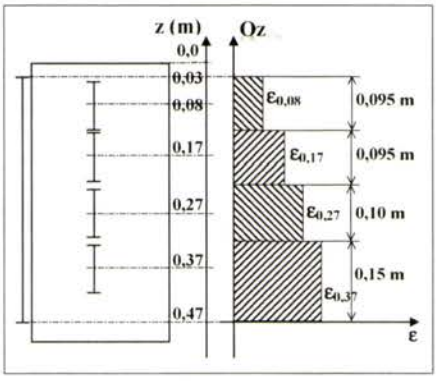


Figure II-55 : Intégration des mesures de déformations verticales

L'intégration s'écrit alors :

$$\varepsilon_{glob} = (0{,}095\varepsilon_{0,08} + 0{,}095\varepsilon_{0,17} + 0{,}10\varepsilon_{0,27} + 0{,}15\varepsilon_{0,37})/0{,}44$$

Il faut noter qu'une hauteur de 0,06 m correspondant aux deux faces extrêmes est négligée.

L'intégration des mesures par cordes vibrantes internes et la mesure moyenne par extensomètres à corde vibrante externes ont été tracées sur la Figure II-56.

Ce graphique montre la bonne cohérence de ces mesures. Les gonflements locaux sont donc suffisamment homogènes dans la hauteur de la poutre pour que les mesures aux quatre hauteurs prédéfinies représentent bien le béton dans toute la poutre. Cette cohérence entre variation dimensionnelle globale et déformations locales conforte la possibilité d'utiliser les présentes données dans le cadre de la validation d'un re-calcul de cette structure.

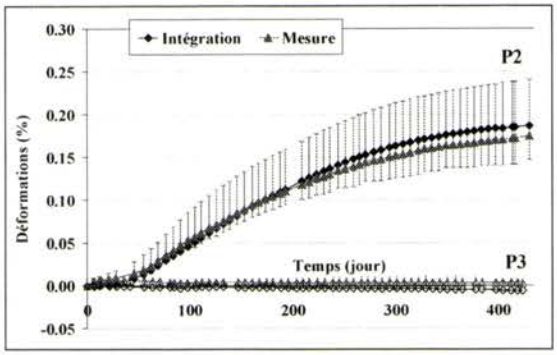


Figure II-56 : Comparaison de l'intégration des petites cordes vibrantes verticales et de la mesure globale par grandes cordes vibrantes pour les poutres P2 et P3

Bilan

Les déformations verticales de la poutre réactive non armée sont reliées au développement de l'alcali-réaction :

- Le séchage a une influence importante dans les 100 premiers millimètres. Cependant, des gonflements sont mesurés à 0,08 m de profondeur, ce qui signifie que l'alcali-réaction a connu un certain développement entre 0,037 m et 0,122 m. Ce résultat est cohérent avec les mesures hydriques qui montrent une profondeur de séchage de l'ordre de 0,12 m et une humidité relative demeurant supérieure à 83 % de HR à 0,08 m de profondeur, valeur suffisante pour permettre un développement de l'alcali-réaction *[Olafsson, 1986]*.
- Au-dessous, les gonflements sont d'autant plus importants que le béton est proche de l'eau.
- A 0,37 m de profondeur, les déformations mesurées sont du même ordre que les gonflements des éprouvettes en eau, ce qui est cohérent avec le profil de variations relatives de masses.
- Enfin, les mesures verticales externes permettent d'intégrer parfaitement l'ensemble de ces phénomènes pendant toute la période de séchage.

2 - Déformations dans la direction transversale

Dans la direction transversale, contrairement à la direction verticale, un effet de structure se produit. Il est causé par le développement différentiel de l'alcali-réaction avec l'humidité du béton et donc avec la profondeur, qui provoque des auto-contraintes devant s'équilibrer dans les sections de la structure. Néanmoins, cette direction n'étant pas la direction de fonctionnement en poutre, aucune condition géométrique n'est imposée à la forme de la section droite déformée, contrairement à ce qui se passe dans la direction longitudinale.

Comme pour l'analyse de la direction verticale, l'ensemble des mesures a été résumé par deux figures : la représentation de l'évolution des déformations des poutres P2 et P3 (Figure II-57) et les profils de déformations le long de la hauteur des poutres (Figure II-58).

Pour la poutre témoin, les mesures des déformations transversales ont été perturbées par des problèmes d'ordre matériel. Ainsi, toutes les cordes vibrantes externes de base 0,25 m sont tombées en panne après une centaine de jours. Cependant, les autres extensomètres montrent une déformation nulle à 0,27 m, des gonflements d'origine hydrique au-dessous et du retrait de séchage au-dessus. Au contraire, pour la poutre réactive, le comportement est réellement différent :

- Les mesures au niveau de la face de séchage témoignent d'un retrait important (de l'ordre de 0,05 %). Cette mesure prouve que l'alcali-réaction est bel et bien stoppée dans les premiers millimètres des poutres.

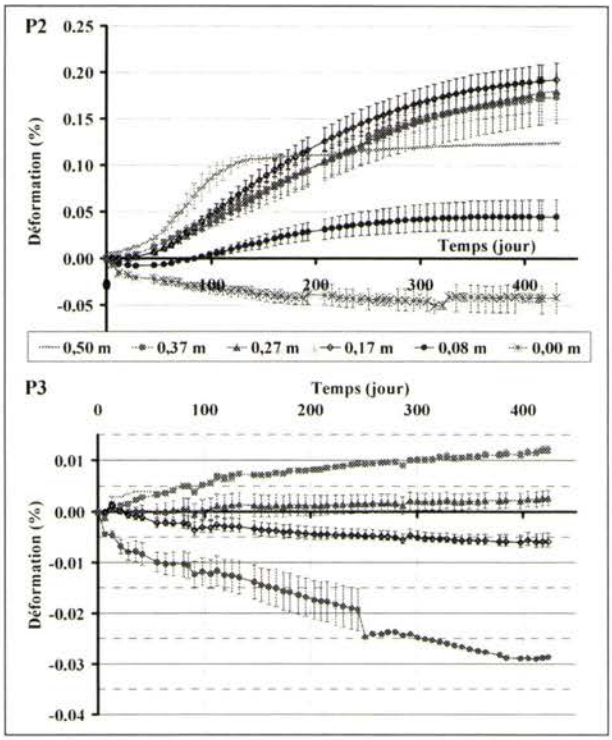


Figure II-57 : Cinétiques des déformations transversales des poutres P2 et P3

- Dans cette direction, le séchage n'a d'effet qu'entre la face supérieure et 0,08 m de profondeur (où, après un retrait initial, un gonflement est observé).
- Entre 0,17 m et 0,37 m de profondeur, les déformations sont pratiquement confondues, à l'hétérogénéité des gonflements d'alcali-réaction près. Les déformations dans cette direction ne montrent aucune différence entre le béton atteint par la remontée capillaire (0,37 m voire 0,27 m de profondeur) et les zones dont l'état hydrique devrait être celui de béton n'ayant pas eu d'apport d'eau depuis la fin de la cure, et pour lequel la poutre non réactive montre un léger retrait (0,17 m).

La différence brutale de déformation entre 0,08 m et 0,17 m de profondeur doit conduire à des auto-contraintes importantes dans la partie haute de ce corps d'épreuve ;

alors qu'entre 0,17 m et 0,37 m de profondeur, où on assiste à un gonflement relativement homogène, les contraintes doivent être plus faibles.

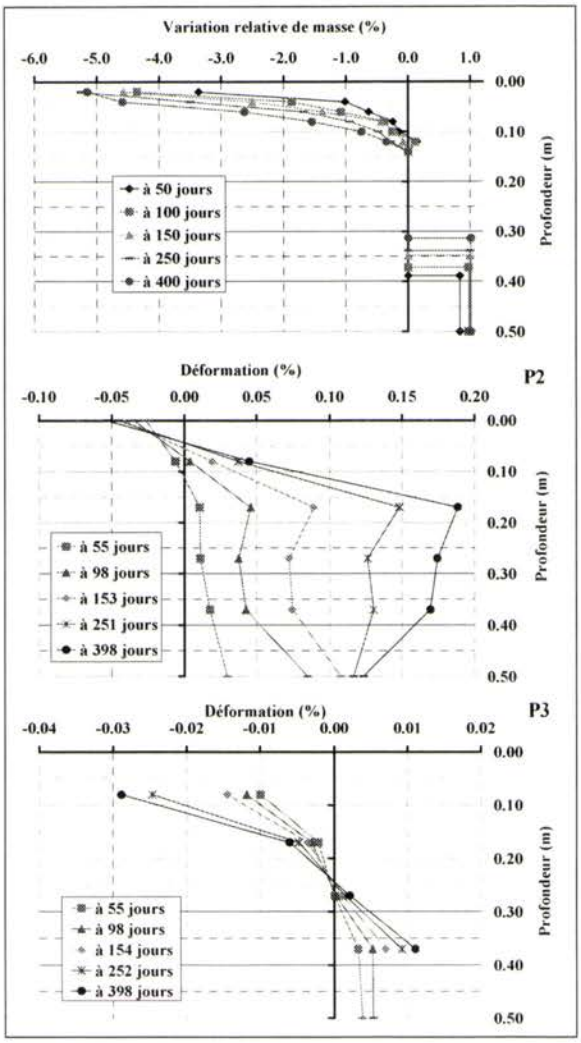


Figure II-58 : Variations de masse de la "poutre moyenne" et déformations transversales dans la hauteur des poutres P2 et P3

- Les mesures effectuées sur la face inférieure (0,50 m) sont très différentes de toutes les autres, avec une cinétique en "S" très prononcée et un palier de déformation atteint après environ 150 jours d'exposition.

Plusieurs explications peuvent être apportées à ce comportement qui se distingue par rapport aux autres mesures. D'une part, dans l'eau, la cinétique de gonflement est plus rapide que pour une humidité relative proche de 100 %, comme celle régnant dans le béton des poutres. En terme d'amplitude de gonflement, la différence n'est pas si importante, de l'ordre de 35 %, et donc loin des déformations du simple au double mesurées par Larive sur des éprouvettes *[Larive, 1998]*. Toutefois, ce comportement

pourrait être expliqué, comme pour la direction longitudinale, par le lessivage des alcalins au niveau de la surface de béton en contact avec l'eau *[Rogers & Hooton, 1991]*, *[Rivard et al., 2003-b]* ou par la précipitation des alcalins par carbonatation *[Kobayashi et al., 1989]*. Cependant, comme précédemment, ces explications se heurtent aux constatations faites sur éprouvettes, selon lesquelles les éprouvettes exposées à 100 % d'humidité relative gonflent moins que les éprouvettes placées dans l'eau. Une autre explication provient de l'analyse des faciès de fissuration (Annexe 9). En effet, les photos montrent que pour la poutre P2, la fissuration de la face inférieure est principalement orientée transversalement (en particulier aux positions de mesures de ces capteurs : abscisses de 0 m, 1,50 m et 3 m). En supposant une migration possible des gels d'alcali-réaction dans cette fissuration, un raisonnement, similaire à celui de Larive concernant les causes de l'anisotropie des gonflements *[Larive & al. 2000-a]*, nous amène à penser que ces gels exerceraient alors une pression perpendiculairement aux fissures, ce qui augmenterait les déformations longitudinales au détriment des transversales, d'où l'apparition du palier de déformation à 140 jours, soit une vingtaine de jours avant l'observation de la fissuration visible de la poutre réactive P2 (160 jours).

Bilan

Dans cette direction, trois zones particulièrement distinctes peuvent être définies :

- Sur la face en contact avec l'eau, particulièrement fissurée, pour laquelle les gonflements sont affectés par la fissuration.
- Entre 0,17 m et 0,37 m de profondeur, les gonflements sont particulièrement homogènes et ni le séchage, ni la remontée capillaire n'amènent de différence de comportement ni d'amplitude. L'évolution de ces déformations pourrait finalement être résumée par une seule courbe.
- Entre la face de séchage et environ 0,08 m de profondeur, où le séchage a un effet important, les déformations correspondent à du retrait sur la face supérieure et à un faible gonflement à 0,08 m.

Cette variation importante des déformations mesurées correspond localement à d'importants cisaillements. Même si l'effet de structure est moins fort dans cette direction que dans la direction longitudinale, il est impossible de relier directement le gonflement local mesuré à un indicateur quantitatif du développement de l'alcali-réaction.

3 - Déformations longitudinales d'une poutre soumise à un gradient de séchage

Pour des poutres, la direction longitudinale est la direction de "fonctionnement" de structure, pour laquelle déformations et flèches sont théoriquement liées par double intégration de la courbure. Ainsi, le fonctionnement des corps d'épreuve dans la direction longitudinale est caractérisé par deux séries de mesures qui doivent être cohérentes entre elles : les déformations longitudinales et les flèches. Par ailleurs, la possibilité d'une analyse simple du comportement de ces structures repose sur le fait que ces corps d'épreuve répondent aux hypothèses de base de la Résistance des Matériaux, et donc que les sections droites des poutres restent planes pendant toute la

durée des déformations et que le comportement structurel des poutres vérifie la relation théorique entre la flèche et les déformations longitudinales.

3.1 Flèche théorique d'une poutre soumise à des gonflements chimiques imposés

Etudions, dans le cadre de la Résistance des Matériaux, le cas d'une poutre soumise à une courbure imposée, qui peut être d'origine chimique.

Soit : χ_{ch}, la courbure d'une section droite moyenne de la poutre,
y(x), l'équation de la déformée de la poutre,
et l, sa portée (l = 2,8 m),

l'intégration de la courbure de la section le long de la poutre permet d'établir l'équation de sa déformée :

$$y(x) = \frac{\chi_{ch}}{2} x(x - l)$$

Pour que ces corps d'épreuve se comportent en poutre au sens de la Résistance des Matériaux, il faut que leurs déformées soient paraboliques et que les mesures de flèches par capteurs de déplacement et les mesures longitudinales des extensomètres à cordes vibrantes soient concordantes. En effet, les mesures par extensomètres permettent de définir une section droite moyenne de courbure mesurée χ_{mes}, assimilable (en l'absence de moment extérieur appliqué) à la courbure chimique imposée. La pente de cette section droite et les flèches mesurées doivent alors vérifier la relation théorique.

3.2 Déformations longitudinales

Les déformations longitudinales ont été mesurées par des extensomètres à corde vibrante internes de base de mesure 85 mm, situés à 0,08 m, 0,17 m, 0,27m et 0,37 m de profondeur, et par des extensomètres à corde vibrante externes, de base de mesure de l'ordre de 3 m, placés à 0,03 m, 0,23 m et 0,37 m de profondeur.

Comme dans les deux autres directions, les mesures sont présentées par deux figures : la première présentant les cinétiques de déformations aux différentes profondeurs pour la poutre P2 et la poutre témoin P3, pour analyser l'évolution des déformations au cours du temps (Figure II-59), et la seconde montrant les sections droites moyennes au regard des profils de variation de masse pour analyser l'influence du gradient hydrique sur les déformations selon la profondeur des poutres (Figure II-60). Les Figure II-59 et Figure II-60 représentant les mêmes données, leurs analyses doivent être effectuées en parallèle.

Les mesures de déformations de la poutre non réactive montrent les mêmes résultats que dans les deux autres directions, avec des déformations nulles à 0,27 m de profondeur, du retrait au-dessus et un gonflement d'origine hydrique au-dessous. En ce qui concerne la poutre réactive :

- Toutes les déformations montrent une cinétique en forme de "S" conformément aux mesures sur éprouvettes.
- La poutre en béton réactif est le siège de gonflements importants, atteignant des valeurs voisines de 0,25 % dans le béton en contact avec l'eau, la poutre témoin montrant une déformation d'absorption hydrique de l'ordre de 0,01 %.

- Les gonflements suivent la tendance attendue : plus le béton est proche de l'arrivée d'eau, plus les gonflements sont importants (sans qu'une valeur asymptotique ne soit atteinte).
- Les mesures à 0,03 m et 0,08 m de profondeur montrent un comportement particulier avec un début de retrait rapidement compensé par les gonflements d'alcali-réaction.
- Jusqu'à 200 jours, les déformations mesurées à 0,37 m et 0,47 m sont confondues, la moyenne des cordes vibrantes internes placées 0,08 m au-dessus de l'aluminium (0,37 m de profondeur) étant du même ordre que celle mesurée par les extensomètres de 3 m au niveau du béton en contact avec l'eau (0,47 m de profondeur).

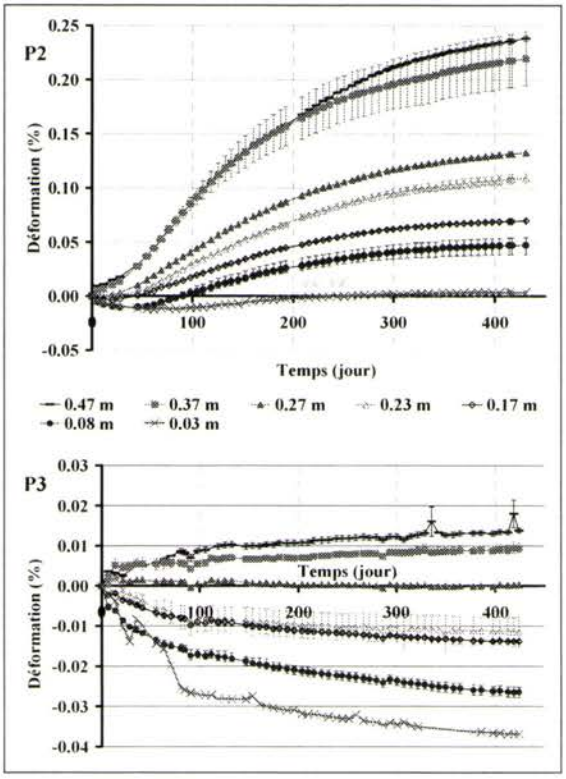


Figure II-59 : Déformations longitudinales des poutres P2 et P3 en fonction du temps

Normalement, du fait de la flexion de la poutre, la déformation à 0,37 m de profondeur devrait être plus faible que celle à 0,47 m. Or ici, les deux valeurs sont proches, ce qui pourrait s'expliquer par un phénomène de lixiviation qui entraînerait des gonflements moins importants en eau que dans une partie du béton très humide mais dont les ions alcalins ne pourraient être lessivés *[Clark, 1991], [Rogers & Hooton, 1991], [Rivard et al., 2003-b]*, ou par une réduction des gonflements due à une précipitation des ions alcalins par carbonatation *[Kobayashi et al., 1989]*. Cependant, ces explications s'opposent aux constatations faites sur éprouvettes pendant notre étude et aux conclusions de *[Larive, 1998]*, selon lesquelles les éprouvettes exposées à 100 %

d'humidité relative gonflaient moins que les éprouvettes placées dans l'eau. En outre, ce comportement s'atténue dans le temps et peut être expliqué par la seule hétérogénéité de gonflement et la différence de fonctionnement entre les deux extensomètres. En effet, un extensomètre à corde vibrante grande base (comme ceux placés à 0,47 m) représente le comportement global de structure des corps d'épreuve, alors que la mesure obtenue par un extensomètre petite base interne (comme ceux à 0,37 m) est beaucoup plus affectée par son environnement proche (la présence d'un granulat réactif à proximité, une zone de béton de coefficient de diffusion plus faible permettant une arrivée d'eau locale plus importante...), ce qui peut expliquer des gonflements locaux plus importants qui ne se répercutent pas sur l'ensemble de la structure.

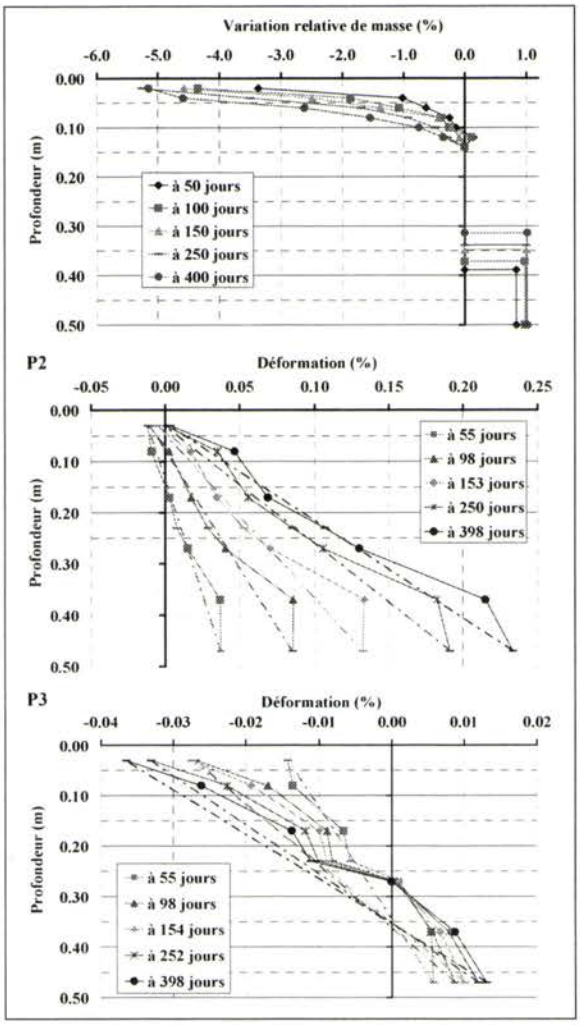


Figure II-60 : Variations relatives de masse selon la hauteur de la "poutre moyenne" et déformations moyennes des poutres P2 et P3 à 5 échéances (les mesures effectuées par les extensomètres grande base sont représentées par des traits)

- Enfin, les mesures de déformations montrent une hétérogénéité des gonflements plus réduite que celle mesurée sur éprouvettes (différence maximale de 0,05 % de déformation entre les gonflements extrêmes à 0,37 m de profondeur contre 0,09 % pour les prismes conservés en eau - différence constatée entre deux génératrices d'un même prisme)

Par conséquent, malgré l'étendue du retrait mesuré dans la poutre témoin dès les profondeurs de 0,23 m, et malgré la pénétration du séchage jusqu'à 0,12 m de profondeur, la poutre réactive semble être le siège de gonflements sur une hauteur importante. Dans la poutre réactive, le séchage n'entraîne, par exemple, du retrait qu'à 0,03 m de profondeur. Cependant, la présence d'un gonflement dans cette direction n'est pas directement une quantification du développement de la réaction. En effet, le béton des zones inférieures dans lequel se développe l'alcali-réaction entraîne le béton l'avoisinant même si dans celui-ci la réaction est stoppée, du fait du fonctionnement de la structure. Ceci explique également que les paliers de gonflement ne sont pas réellement atteints, le séchage et la pénétration de l'eau par imbibition dans la partie basse modifiant constamment les conditions hydriques du béton au cœur de la poutre réactive, ce qui implique des déformations d'origine hydrique et chimique qui modifient sans cesse l'équilibre des auto-contraintes des poutres, dont les conséquences du rééquilibrage se répercutent sur l'ensemble des déformations longitudinales. Ces évolutions plus lentes dans la poutre P2 que dans les éprouvettes en eau sont plus proches de ce qui est observé sur les éprouvettes conservées sous aluminium. La partie médiane du béton des poutres, qui n'est pas en contact direct avec l'eau, a naturellement une cinétique de gonflement proche de celle des éprouvettes conservées sous aluminium, et par effet de structure impose partiellement cette évolution au reste de la poutre. De même, les gonflements mesurés à 0,37 m, dans un béton à l'état hydrique proche de celui des éprouvettes en eau, dans une direction perpendiculaire au coulage, sont beaucoup plus importants que ceux mesurés sur des éprouvettes en eau (environ 0,22 % contre environ 0,15 % sur prismes). Cependant, le comportement de structure empêche une comparaison directe de ces déformations avec celles mesurées sur éprouvettes, l'analyse mécanique ne permettant pas d'isoler une fibre de la poutre par rapport aux autres.

- La Figure II-60 montre la bonne cohérence des mesures d'extensomètres à corde vibrante, de petite et grande base. En effet, les mesures à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m sont données par des cordes vibrantes externes de 3 m de long alors que les quatre autres mesures sont données par des cordes vibrantes internes de base 85 mm.

Les mesures des trois extensomètres grande base délivrent une mesure globale, qui est donc *a priori* plus représentative du comportement de structure que les mesures de petits extensomètres. Ces mesures sont parfaitement alignées sur une droite, qui peut être utilisée pour représenter la section droite moyenne de la poutre.

Pour chiffrer la dispersion des mesures locales par rapport à cette section moyenne, causée par l'hétérogénéité des gonflements, nous avons calculé l'écart quadratique des quatre mesures de déformation interne par rapport à cette droite. Il est maximal et atteint 0,020 % (200 µm/m) à 432 jours pour la poutre réactive, et vaut 0,008 % à 424 jours pour la poutre témoin, ce qui est inférieur à l'ordre de grandeur des hétérogénéités de gonflement pour le béton réactif.

Cette cohérence montre que la longueur de base de 85 mm n'est pas trop faible pour représenter le béton fissuré, y compris après 150 jours, date à laquelle la fissuration devient visible. Elle souligne également le comportement mécanique de type "poutre" de ces corps d'épreuve, avec des sections droites restant planes au cours du développement de l'alcali-réaction et répondant ainsi à l'une des hypothèses de base de la Résistance des Matériaux.

3.3 Flèches

L'étude des flèches mesurées sur les poutres est effectuée en deux étapes afin d'évaluer le comportement structurel des corps d'épreuve. Les flèches ont été mesurées en cinq abscisses : 0,40 m, 0,95 m, 1,50 m, 2,05 m et 2,60 m, de part et d'autre des poutres par 10 capteurs de déplacement. Ces mesures sont analysées à la lumière du calcul d'intégration de la section droite des courbes, explicité en préambule. Ces déformées doivent être de forme parabolique et cohérentes avec celles calculées par intégration de la courbure. Une analyse détaillée des mesures de déplacement montre que les mesures sont très proches d'une face à l'autre des poutres, toutes les courbes de flèches ont donc été tracées en considérant pour chaque abscisse la moyenne des deux mesures en vis-à-vis.

La Figure II-61 montre la forme parabolique des déformées tout au long de l'étude avec d'excellents coefficients de corrélation (R^2 supérieurs à 0,99).

Par ailleurs, nous avons tracé l'évolution temporelle des flèches mesurées sur la Figure II-62. Pour la poutre réactive, ces mesures montrent les effets structurels importants que peut avoir un gradient d'humidité sur un élément de béton non armé soumis à une alcali-réaction avec une flèche d'environ 5,5 mm à la fin de la période de séchage, soit $1/500^{eme}$ de la portée. La poutre non réactive prend également une flèche assez importante, de l'ordre de 1 mm au bout de 14 mois.

Par ailleurs, afin de vérifier la cohérence entre les mesures par capteurs de déplacement et les mesures de cordes vibrantes, nous avons également tracé sur la même figure l'évolution des flèches des poutres calculées par intégration de la courbure des sections :

- Cette comparaison montre l'excellente corrélation, pour la poutre réactive, entre les courbes des flèches mesurées par capteurs de déplacement et celles issues de l'intégration (R^2 supérieur à 0,99). Pour la poutre non réactive, la corrélation est légèrement moins bonne (R^2 supérieur à 0,92).
- L'écart quadratique entre les points mesurés et les points calculés est maximum à l'abscisse 0,95 m : il vaut 0,240 mm pour la poutre P2 et 0,190 mm à mi-portée pour la poutre P3, ce qui représente environ 5 % de la mesure pour P2 et 20 % pour P3. Il permet de caractériser la bonne cohérence entre les mesures par extensomètres à cordes vibrantes et les mesures de déplacement pour P2.

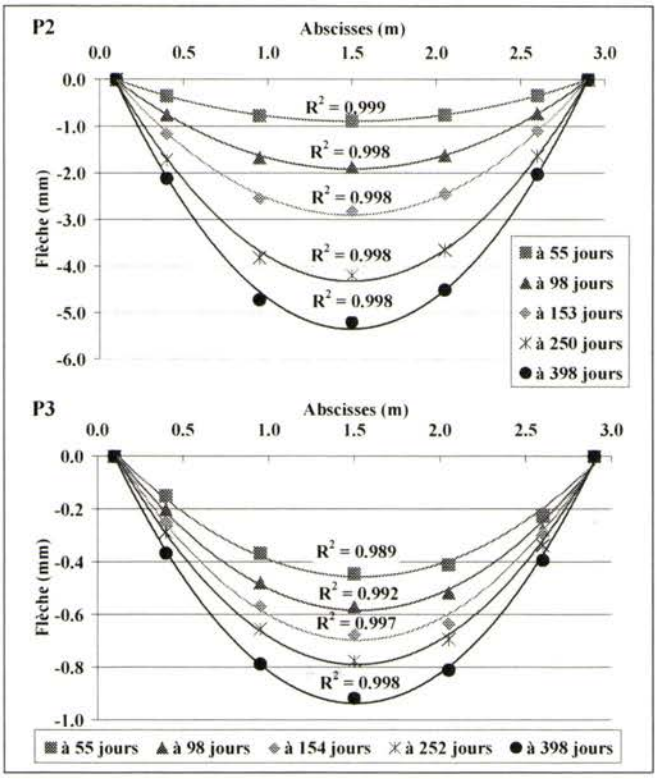


Figure II-61 : Déformées des poutres P2 et P3 à 5 échéances

Les écarts supérieurs pour P3 s'expliquent par des cinétiques moins régulières que celles de P2, ce qui est principalement causé par des amplitudes de flèches moins importantes et donc des défauts moins "écrasés" par l'échelle. Ils mettent cependant en lumière les problèmes de sauts de mesures de déplacements évoqués précédemment, et que nous avons recalés au mieux. Cependant, cette nécessité de recalage témoigne de l'incertitude plus élevée de ces mesures. Ces écarts proviennent du manque de régularité des mesures par capteurs mais également des mesures par cordes vibrantes. En effet, les déformations mesurées par les cordes vibrantes de grande base, en particulier celle placée à 0,03 m de profondeur (une seule du fait du mauvais fonctionnement de l'autre) manquent particulièrement de stabilité dans les 100 premiers jours, ce qui entraîne également une incertitude plus élevée dans l'intégration de la section. Les mesures demeurent néanmoins cohérentes entre elles et rendent compte du comportement de la poutre P3 (forme parabolique des déformées).

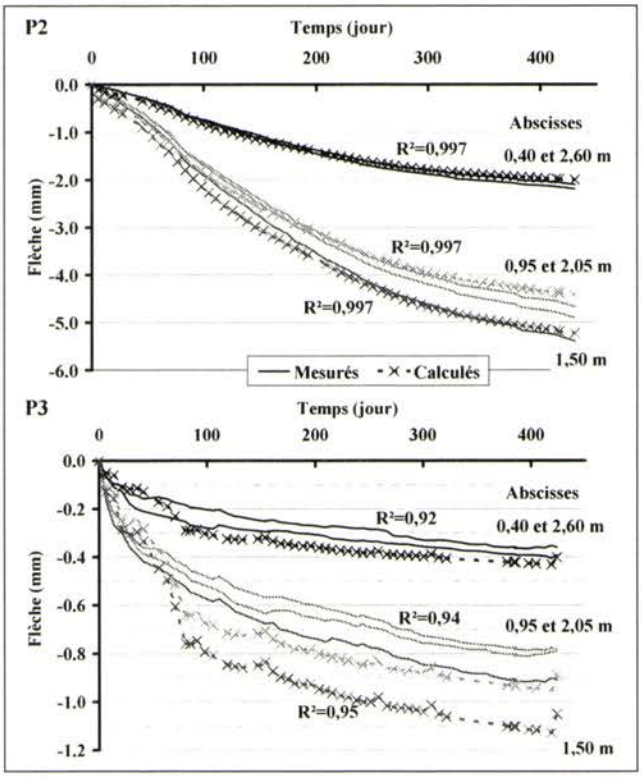


Figure II-62 : Corrélation entre les cinétiques de flèches mesurées par les capteurs de déplacement et les cinétiques de déplacements obtenus par intégration de la courbure de la section droite pour P2 et P3

3.4 Bilan

L'analyse des évolutions des déformées des poutres, conjuguée à l'intégration de la section droite, permet de montrer, d'une part, la bonne cohérence des mesures de flèches par rapport à la définition de la section droite effectuée à l'aide des mesures des extensomètres grande base longitudinaux, et, d'autre part, le comportement structurel de type "poutre" des deux corps d'épreuve étudiés dans cette partie. Ce comportement conforme aux hypothèses de la résistance des matériaux nous rassure sur la possibilité de représenter l'évolution de ces poutres à l'aide de modélisations mécaniques plus complexes. En outre, tout le comportement structurel de ces poutres peut finalement être résumé par l'évolution de deux grandeurs, comme la flèche à mi-portée et la déformation près de l'axe neutre par exemple, toutes les autres mesures pouvant être déduites de ces deux-là à 5 % près pour la poutre réactive non armée et à 20 % pour la poutre témoin non armée.

4 - Effet d'un faible dosage en alcalins

Le but de cette section est d'analyser sur structures l'effet d'un dosage faible en alcalins, à l'aide de la poutre P1 dosée à 1 % d'alcalins équivalents et soumise à un gradient de séchage. L'étude est effectuée en deux parties : analyse des mesures de la poutre P1 par rapport à celles de la poutre P2 dont la formulation a été dosée à 1,25 %

d'alcalins équivalents, dans les deux directions les moins influencées par l'effet de structure (verticale et transversale) ; puis, analyse du comportement structurel de cette poutre par rapport aux hypothèses de la Résistance des Matériaux et comparaison avec celui de la poutre P2.

4.1 Directions verticale et transversale

Dans la direction verticale, le caractère hétérogène des gonflements rend difficile une analyse précise (Figure II-63).

Pour la poutre P1, les déformations à 0,27 m de profondeur sont supérieures à celles mesurées à 0,37 m, contre toute logique liée à l'état de saturation hydrique. Cette différence peut être attribuée au caractère hétérogène des gonflements d'alcali-réaction *[Larive et al., 2000-a]*. En considérant un gonflement moyen entre 0,27 m et 0,37 m, celui de P1 est alors environ 25 % plus faible que celui de P2, ce qui peut encore être également causé par l'hétérogénéité de gonflement dans un même béton.

Entre 0,08 m et 0,17 m, la réduction des déformations de P1 par rapport à ceux de P2 est de l'ordre de 50 %, ce qui est relativement important et pourrait être attribué à une différence de gonflement chimique potentiel.

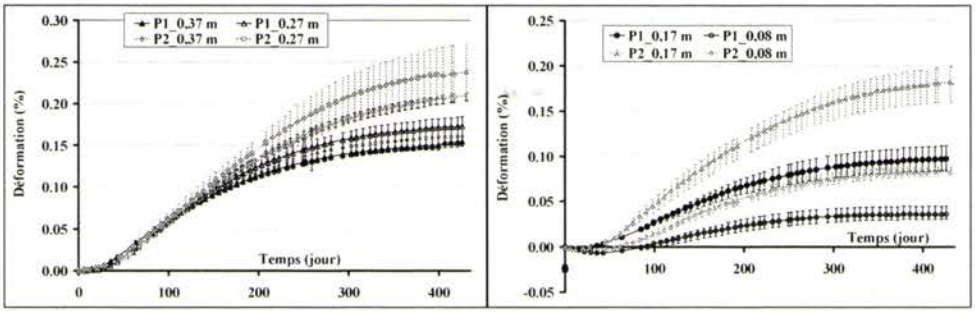


Figure II-63 : Comparaison des gonflements verticaux des poutres P1 et P2

Les déformations de P1 et P2 selon la direction transversale montrent peu de différences (Figure II-64). En face inférieure immergée, la différence entre P1 et P2 est difficile à analyser, car, d'une part, la mesure sur P1 n'est effectuée que par un seul extensomètre, et, d'autre part, le comportement particulier de ces déformations étant attribué à la fissuration, le comportement peut varier énormément d'une poutre à l'autre en fonction de l'emplacement de la fissuration.

Entre 0,17 m et 0,37 m de profondeur, les gonflements sont du même ordre pour P1 et P2. A 0,08 m de profondeur, les gonflements sont plus faibles pour P1, pour laquelle ils compensent à peine le retrait, alors qu'ils atteignent un gonflement moyen asymptotique de 0,05 % pour P2. Cependant, une telle différence peut être expliquée par le phénomène d'hétérogénéité de gonflement *[Larive et al., 2000-a]*.

Ainsi l'analyse des déformations de la poutre P1 par rapport à celles de P2 montre peu de différences entre les deux poutres. La plupart de ces différences peut relever de la dispersion inhérente aux déformations dues à l'alcali-réaction. Cependant, dans l'ensemble, les déformations verticales et transversales de P1 sont plus faibles que celles de P2, en particulier dans les zones où l'humidité relative est faible, ce qui pourrait s'expliquer par la différence de teneur en alcalins.

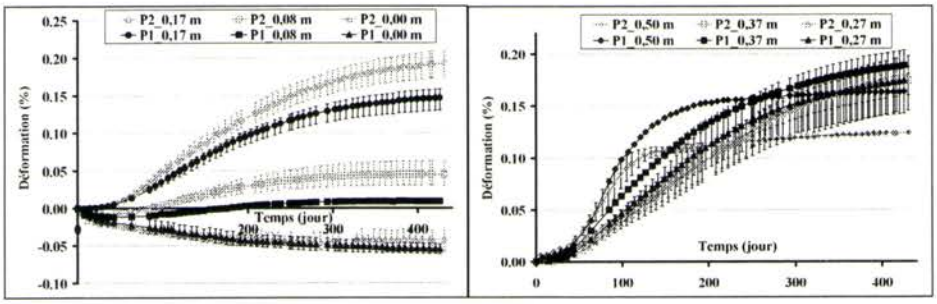


Figure II-64 : Comparaison des gonflements transversaux des poutres P1 et P2

4.2 Comportement dans la direction longitudinale

4.2.1 Comportement structurel

La Figure II-65 montre les sections droites de la poutre P1 pendant la première phase de l'étude, à cinq échéances caractéristiques.

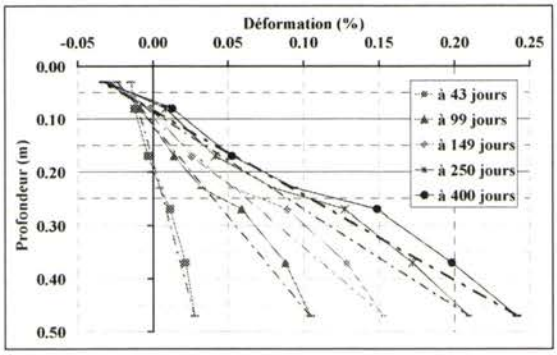


Figure II-65 : Sections droites moyennes de la poutre P1 à 5 échéances

Comme pour la poutre P2, les déformations mesurées par les extensomètres à corde vibrante grande base sont parfaitement alignées, ce qui permet de définir la section droite de cette poutre. L'écart quadratique des déformations mesurées par les extensomètres internes par rapport à cette droite est du même ordre que pour la poutre P2 (0,02 %).

La comparaison entre l'intégration de la courbure de la section droite et les mesures de flèche montre une très bonne corrélation (Figure II-66), avec un écart quadratique maximum de 250 µm entre les calculs et les mesures (soit comme pour la poutre P2, environ 5 %).

Ces deux figures permettent de conclure que le corps d'épreuve P1 suit également un comportement de "poutre", en répondant aux critères de la Résistance des Matériaux.

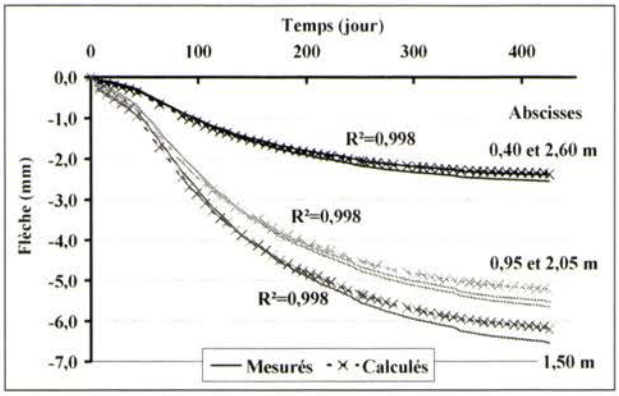


Figure II-66 : Corrélation entre les flèches mesurées par les capteurs de déplacement et les déplacements obtenus par intégration de la courbure de la section droite pour P1

4.2.2 Comparaison avec la poutre normalement dosée

Les Figures II-67 et II-68 permettent de comparer les déformations longitudinales des poutres P1, réactive sous dosée en alcalins, et P2, réactive dosée normalement.

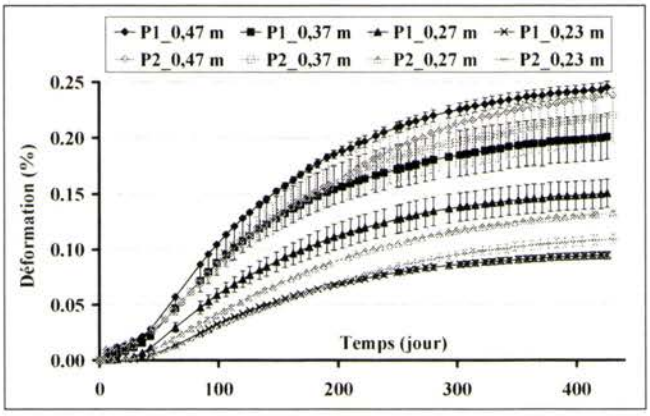


Figure II-67 : Comparaison des cinétiques de gonflements longitudinaux des poutres P1 et P2 entre 0,47 m et 0,23 m de profondeur

Pour des profondeurs comprises entre 0,23 m et 0,47 m, les déformations des deux poutres sont relativement comparables, aux hétérogénéités de gonflement près, alors que des différences apparaissent et s'accroissent entre 0,03 m et 0,17 m de profondeur (Figure II-68).

Ainsi, à 0,08 m de profondeur, les déformations de la poutre sous dosée montrent un léger gonflement, qui permet de compenser le retrait initial et se stabilise à 0,01 % de déformation, alors que le gonflement atteint presque 0,05 % pour la poutre P2. Au niveau de la fibre supérieure, la poutre sous dosée montre le même retrait que la poutre témoin non réactive P3, alors que la poutre réactive P2 montrait un léger gonflement permettant d'équilibrer le retrait initial.

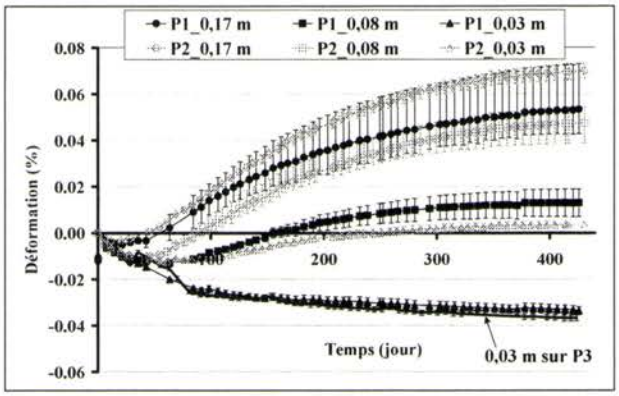


Figure II-68 : Comparaison des cinétiques de gonflements longitudinaux des poutres P1 et P2 entre 0,17 m et 0,03 m de profondeur et à 0,03 m de profondeur pour la poutre témoin P3

Les deux corps d'épreuve P1 et P2 se comportant comme des poutres et les déformations des fibres inférieures des deux poutres étant proches, la différence de déformation des fibres supérieures se répercute sur la courbure et donc sur la flèche. Ainsi, la flèche mesurée sur la poutre sous-dosée est de 6,5 mm contre seulement 5,5 mm pour la poutre dosée normalement (Figure II-69).

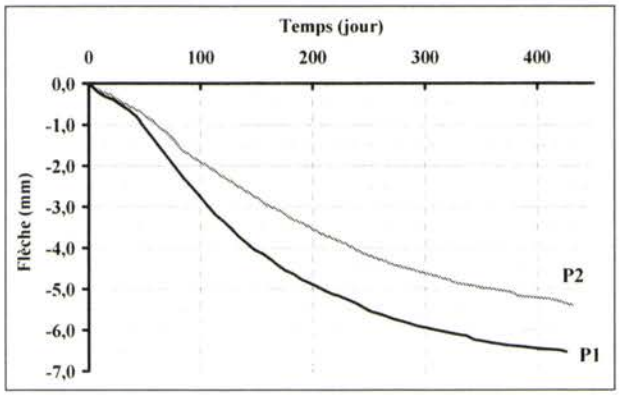


Figure II-69 : Comparaison des cinétiques des flèches à mi-portée entre les poutres P1 et P2

Même si les effets de structure empêchent une traduction directe des déformations en avancement de l'alcali-réaction à une profondeur de poutre, l'analyse de ces figures indique que les déformations d'alcali-réaction dans la poutre P1 sont freinées voire arrêtées dans une hauteur supérieure à celle de la poutre P2. Une des explications pourrait être une profondeur de séchage supérieure pour P1 que pour P2, la diminution d'humidité relative dans le béton freinerait alors les gonflements. Cependant, cette analyse est contredite par les mesures de gammadensimétrie, qui ont montré que la poutre P1 avait une cinétique de séchage plus faible que la poutre P2.
La différence doit donc être attribuée à la différence de teneur en alcalins. En effet, la teneur en alcalins a une influence importante sur le seuil d'humidité relative au-dessous duquel l'alcali-réaction ne peut pas se développer. Ainsi, Tomosawa *et al.* ont

montré que le seuil d'humidité relative passait de 85 % HR à plus de 90 % de HR, quand la teneur en alcalins du béton passait de 8 kg/m^3 à 6 kg/m^3 *[Tomosawa et al., 1989]*. Dans notre cas, la teneur en alcalins a été réduite d'environ 1 kg/m^3, la perte d'eau a donc un effet inhibiteur vis-à-vis du développement de l'alcali-réaction dans la partie supérieure de P1, mais pas pour le béton de P2. Par conséquent, la faible teneur en alcalins aurait tendance à freiner voire arrêter les gonflements dans les zones où l'humidité relative est faible, mais n'aurait pas de conséquences dans les niveaux du béton où les apports d'eau sont importants.

4.3 Bilan

L'analyse de la poutre P1 dont le dosage en alcalins est faible a permis de montrer que cette faible teneur avait une influence sur le comportement de la partie supérieure des poutres dans laquelle le séchage a un effet, en particulier dans la direction longitudinale où l'effet de cette réduction est amplifié par le fonctionnement de la structure. Cette influence peut s'expliquer par une baisse du seuil de teneur en eau au-dessous duquel la réaction ne peut plus se développer, conformément aux conclusions de *[Tomosawa et al., 1989]*. En bloquant la réaction dans la partie supérieure de la poutre, cet effet est responsable d'une flèche finale supérieure d'environ 1 mm pour la poutre dont le dosage en alcalins est plus faible. En outre, tout comme les poutres P2 et P3, ce corps d'épreuve a un comportement de type "poutre" et peut être analysé comme tel. Cependant, il manque à cette analyse la donnée "matériau" correspondante afin de quantifier le potentiel de déformation d'un tel béton pour des humidités relatives faibles et de pouvoir tirer une conclusion définitive sur le rôle des alcalins sur l'amplitude des gonflements d'alcali-réaction dans des bétons à humidité relative faible. Cet exemple doit également nous mettre en garde sur le lien direct entre le potentiel de gonflement, augmenté par une haute teneur en alcalins, et la gravité des déformations d'un ouvrage. En effet, il apparaît ici qu'une teneur en alcalins faibles peut entraîner des désordres plus importants dans le cas de gradient hydrique. Or ce type de gradient est fréquent entre la peau et le cœur de tous les ouvrages.

5 - Analyse mécanique des poutres non armées

L'analyse des déformations longitudinales et des flèches ayant montré que les corps d'épreuve se comportaient comme des structures de type "poutre", nous avons développé des calculs simples basés sur la théorie de la Résistance des Matériaux afin d'analyser leur comportement structurel. Ces calculs sont basés sur l'hypothèse (forte) que les déformations d'origine hydrique (retrait et gonflement hydrique) et les gonflements chimiques d'alcali-réaction peuvent être considérés localement comme des déformations imposées. Après avoir déterminé ces déformations imposées à partir des données d'entrée de notre calcul (déformations sur éprouvettes et profil hydrique), l'écriture de l'équilibre du torseur des efforts internes permet de prédire les déformations dans toute la structure. L'analyse du comportement des poutres est alors basée sur une comparaison des déformations prédites avec les mesures effectuées.

5.1 Identification des données d'entrée

Comme pour des modélisations plus complexes, ce calcul est basé sur trois données d'entrée : l'environnement extérieur (température et humidité relative) et la donnée "matériau". En terme d'humidité relative, les mesures de pesage et de gammadensimétrie ont permis de déterminer un profil de variation de masse qui traduit les effets de l'environnement hydrique sur la structure. Au niveau de la température, elle est constante et de l'ordre de 38°C ; elle est donc directement prise en compte dans la donnée "matériau" qui correspond aux déformations moyennes mesurées sur éprouvettes exposées à 38°C. Dans ce premier niveau de calcul, on ne prend pas en compte l'écart de température entre le haut et la bas de la poutre qui influe essentiellement sur la cinétique des déformations imposées.

5.1.1 Profil de déformations imposées

Les profils de déformations imposées sont directement déduits des profils de variation relative de masse déterminés dans le chapitre II-2, comme le montrent les Figures II-70 et II-71, avec :

- ε_{eau} : déformation imposée causée par l'alcali-réaction se développant dans un béton immergé pour le béton réactif, ou déformation imposée d'origine hydrique pour le béton non réactif,
- $\varepsilon_{\delta m=0}$: déformation imposée pour le béton réactif, causée par l'alcali-réaction se développant dans un environnement tel que la masse du béton ne varie pas,
- ε_{alu} : déformation de retrait principalement endogène (conservation sous trois couches d'aluminium étanche) pour le béton non réactif,
- ε_{ret} : déformation moyenne de retrait de séchage à 30 % de HR et 38°C pour le béton réactif et pour le béton témoin non réactif.

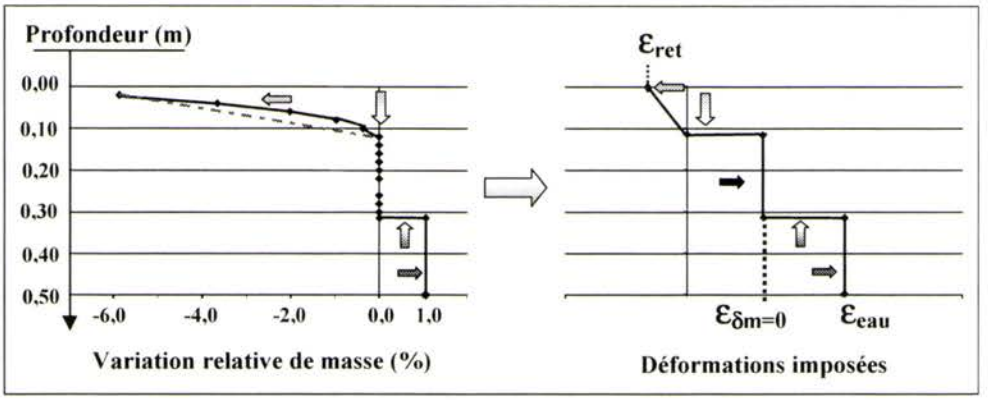


Figure II-70 : Détermination du profil de déformations imposées à partir du profil de variation de masse pour la poutre réactive

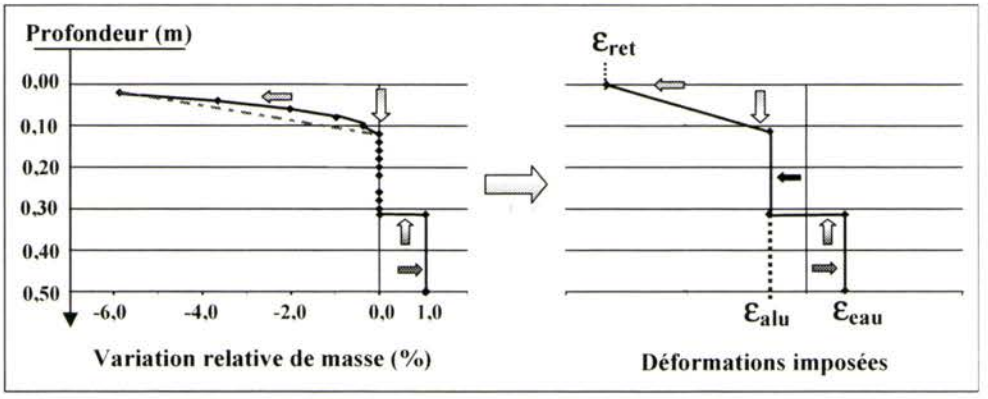


Figure II-71 : Détermination du profil de déformations imposées à partir du profil de variation de masse pour la poutre non réactive

5.1.1.1 Retrait en fibre supérieure

Dans la partie supérieure des poutres, nous avons simplifié la représentation des effets du séchage en assimilant la variation de perte de masse avec la hauteur à une droite. Nous avons alors considéré le retrait de séchage comme proportionnel à la perte de masse *[Granger et al., 1997], [Torrenti et al., 1999-b]*, malgré le fait que l'humidité relative doit probablement être inférieure à 50 % dans les premiers centimètres. Tout au long de l'étude, le retrait en fibre supérieure évolue selon la loi "perte de masse locale - déformation de retrait de séchage" établie dans le chapitre II-1, la perte de masse étant déterminée par les mesures de gammadensimétrie réalisées à 0,02 m de profondeur. En outre, la profondeur de séchage augmente avec le temps selon l'évolution établie par les mesures de gammadensimétrie (en prenant des valeurs discrètes de pénétration).

5.1.1.2 Gonflement et retrait en partie médiane

Dans la partie médiane, pour laquelle l'incertitude de la gammadensimétrie ne permettait pas de détecter de perte de masse, la déformation a été prise uniforme et égale à ε_{alu} pour la poutre témoin. Pour la poutre réactive, cette mesure ne nous a pas

semblé la plus représentative. En effet, comme le montrent les mesures de variation de masse des éprouvettes, les éprouvettes conservées sous aluminium ne permettent pas de représenter un béton dont la masse ne varierait pas. Pour déterminer les valeurs d'expansion d'un béton réactif qui n'aurait pas de perte de masse, nous avons supposé une relation linéaire entre les gonflements d'alcali-réaction et les variations de masse *[Larive, 1998]*. Ainsi, les déformations imposées dans la partie du béton sans perte de masse (notées $\varepsilon_{\delta m=0}$) peuvent être déduites par interpolation linéaire à partir des mesures de gonflements et de variation de masse des éprouvettes conservées sous aluminium et en eau (Figure II-72).

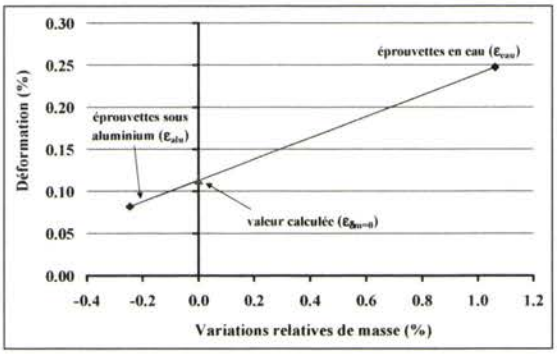


Figure II-72 : Calcul des valeurs de gonflements pour un béton dont l'état hydrique est stable (variation de masse nulle)

Ces déformations de retrait sous aluminium pour la poutre témoin et de gonflement pour la poutre réactive augmentent avec le temps (on conserve la même évolution avec le temps, supposée être une "donnée matériau").

5.1.1.3 Gonflement en partie immergée

Dans la partie inférieure immergée ou atteinte par le front de remouillage, les déformations ont été prises égales à ε_{eau}, déformation moyenne mesurée sur les éprouvettes conservées en eau. Le front de remouillage et les gonflements d'alcali-réaction ou hydrique augmentent dans le temps.

5.1.1.4 Bilan

Finalement, pour la poutre réactive, ce profil peut être résumé par le système suivant :

$$\begin{cases} h-\left(0.07+D\sqrt{t}\right)< z \le h & \Rightarrow \varepsilon_{imp}(z)=\varepsilon_{eau} \\ d < z \le h-\left(0.07+D\sqrt{t}\right) & \Rightarrow \varepsilon_{imp}(z)=\varepsilon_{\delta m=0} \\ 0 \le z \le d & \Rightarrow \varepsilon_{imp}(z)=\varepsilon_{rel}\left(-z+d\right)/d \end{cases}$$

avec $\varepsilon_{imp}(z)$: déformation imposée à la profondeur z,

ε_{eau} : déformation moyenne en eau, déduite par interpolation linéaire des mesures effectuées sur six éprouvettes conservées en eau à 38°C pour des échéances espacées tous les 25 jours à partir de l'exposition en salle,

$\varepsilon_{\delta m=0}$: déformation moyenne calculée à partir des mesures des éprouvettes conservées sous aluminium et en eau à 38°C, pour des échéances espacées tous les 25 jours à partir de l'exposition en salle,

ε_{ret} : déformation moyenne de retrait, déduite des pertes de masse moyennes déterminées par gammadensimétrie à 0,02 m de profondeur et de la représentation linéaire déterminée dans le Chapitre I de la Partie II, à partir des mesures effectuées sur éprouvettes conservées à 30 % de HR et 38°C,

d, la profondeur de séchage déterminée sur les profils moyens de variation de masse (soit 0,06 m entre 5 et 50 jours, 0,08 m entre 50 et 150 jours, 0,10 m de 150 à 250 jours et 0,12 m de 250 à 400 jours),

$D\sqrt{t}$, étant la hauteur atteinte par le front de remontée d'eau à l'échéance t,

h, la hauteur de la poutre.

Dans ce profil, entre 50 et 400 jours, la déformation est supposée nulle à 0,08 m de profondeur, alors que les mesures hydriques ont montré que l'humidité relative interne était supérieure à 83 %, ce qui permet le développement de l'alcali-réaction (cf. déformations verticales). Cependant, la donnée du gonflement à des humidités relatives comprises entre 80 % et 90 % nous étant *a priori* inconnue, nous avons donc choisi de nous référer au profil de variations de masse. Ainsi, nous avons considéré que les gonflements étaient complètement arrêtés dans la zone atteinte par le séchage et avons compensé cette perte par un front brutal de déformation imposée au niveau de la zone de perte de masse nulle, alors qu'entre 0,08 m et 0,17 m de profondeur, l'humidité relative variant de 83 % à 97 %, les amplitudes de gonflements imposées devraient être plus progressives.

Pour la poutre non réactive, la déformation en partie médiane est la moyenne des déformations d'éprouvettes conservées sous aluminium qui présentent un retrait (Figure II-71).

5.1.2 Evaluation des déformations imposées

La donnée des déformations sur éprouvettes a mis en évidence une anisotropie importante, qui intervient directement sur notre "donnée d'entrée". La direction longitudinale des poutres étant perpendiculaire à la direction de coulage, l'hypothèse la plus naturelle semble être de déterminer les amplitudes et les évolutions temporelles des gonflements imposés par l'alcali-réaction à partir des mesures sur prismes.

Néanmoins, la face inférieure est particulièrement fissurée et la première fissuration apparue était principalement transversale pour la poutre réactive non armée (Annexe 9). Il est donc légitime de formuler une hypothèse pour laquelle l'anisotropie des gonflements d'alcali-réaction serait modifiée par le faciès de fissuration. Dans cette zone fissurée de quelques centimètres de haut, les gonflements imposés seraient ceux mesurés sur cylindres puisqu'ils représentent les gonflements perpendiculaires à la direction de fissuration privilégiée.

Cependant, une étude expérimentale récente a montré l'influence de la forme et des dimensions des éprouvettes sur l'anisotropie des gonflements, l'anisotropie étant plus faible pour des blocs de grandes dimensions *[Smaoui, 2003]*. De plus, Larive a expliqué l'anisotropie de l'alcali-réaction sur éprouvettes par une fissuration privilégiée

perpendiculairement à la direction du coulage *[Larive et al., 2000-a]*. Sur les poutres, la fissuration est principalement visible sur la face immergée, en faïençage, avec une prédominance pour la direction de fissuration transversale (Annexe 9). La taille des poutres et l'absence de fissuration horizontale systématique nous ont conduit à prendre une autre hypothèse. Il s'agit de prendre comme déformation imposée un gonflement isotrope déduit des mesures sur éprouvettes (hypothèse utilisée dans *[Barbier, 2003]*). La validité de ces différentes hypothèses sera critiquée par la comparaison des résultats des simulations et avec les mesures sur poutres, au paragraphe 5.3.

5.2 Equilibre du torseur des efforts intérieurs

5.2.1 Equations d'équilibre

Le point 0 des mesures structurelles étant effectué une fois que les poutres sont mises sur leurs appuis, l'effet initial du poids propre n'a pas à être pris en compte. En outre, les variations de l'effet du poids propre sur les déformations des poutres, dues à la chute de module d'Young au cours du temps, sont négligeables par rapport aux déformations hydriques ou chimiques provoquées par l'alcali-réaction. Par conséquent, l'équilibre du torseur des efforts intérieurs s'écrit :

$$\begin{cases} N = \int_0^h \sigma(z).b.dz = 0 \\ M_f = \int_0^h \sigma(z).z.b.dz = 0 \end{cases}$$

avec, h et b, la hauteur et la largeur des corps d'épreuve, N, l'effort normal, M_f, le moment fléchissant dans la poutre, et $\sigma(z)$, les contraintes normales à la section à la profondeur **z**.

En considérant les déformations chimiques de l'alcali-réaction comme des déformations chimiques imposées, la loi de comportement du matériau s'écrit (hypothèse de chemo-élasticité) :

$$\sigma(z) = E.(\varepsilon(z) - \varepsilon_{imp}(z))$$

avec E, le module d'Young du matériau.

Enfin, l'hypothèse des sections droites permet d'écrire : $\varepsilon(z) = \varepsilon'_0.z + \varepsilon_0$

ε'_0 et ε_0 sont deux inconnues, qui peuvent être calculées en réinjectant l'équation des sections droites dans la loi de comportement, puis la loi de comportement dans les équations d'équilibre de la poutre, ce qui donne un système à deux équations et deux inconnues.

5.2.2 Système d'équations pour une poutre non armée

Pour une poutre non armée, le système s'écrit donc :

$$\begin{cases} \varepsilon'_0 \dfrac{h^2}{2} + \varepsilon_0 h = \displaystyle\int_0^h \varepsilon_{imp}(z).dz = I_N \\ \varepsilon'_0 \dfrac{h^3}{3} + \varepsilon_0 \dfrac{h^2}{2} = \displaystyle\int_0^h \varepsilon_{imp}(z).z.dz = I_M \end{cases}$$

avec I_N et I_m, les intégrales, le long de la profondeur des poutres, des déformations imposées, multipliées par le bras de levier pour l'équation de moments.

Les solutions de ce système sont :

$$\begin{cases} \varepsilon'_0 = -\dfrac{12}{h^4}\left(\dfrac{h^2}{2} I_N - h.I_M\right) \\ \varepsilon_0 = -\dfrac{12}{h^4}\left(\dfrac{h^2}{2} I_M - \dfrac{h^3}{3} I_N\right) \end{cases}$$

avec $\begin{cases} I_N = \displaystyle\int_0^h \varepsilon_{imp}(z).dz = \varepsilon_{eau}\left(0{,}07 + D\sqrt{t}\right) + \varepsilon_{\delta m=0}\left(h - 0{,}07 - D\sqrt{t} - d\right) + \dfrac{d.\varepsilon_{ret}}{2} \\ I_M = \displaystyle\int_0^h \varepsilon_{imp}(z).z.dz = \dfrac{\varepsilon_{eau}}{2}\left(h^2 - \left(h - 0{,}07 - D\sqrt{t}\right)^2\right) + \dfrac{\varepsilon_{\delta m=0}}{2}\left(\left(h - 0{,}07 - D\sqrt{t}\right)^2 - d^2\right) + \dfrac{d^2.\varepsilon_{ret}}{6} \end{cases}$

La résolution de ce système pour différents pas de temps permet de prédire l'évolution des déformations longitudinales et des flèches des poutres à partir des profils de variations de masse et des mesures de déformations sur éprouvettes.

5.3 Résolution et discussion par rapport aux données de validation

Afin de valider cette méthodologie de re-calcul, deux figures ont été représentées pour les différentes hypothèses : la première permet de comparer les déformations mesurées par les extensomètres longitudinaux (grande base) et celles calculées, à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur, et la seconde représente la comparaison entre la flèche mesurée à mi-portée et celle calculée par intégration de la loi de comportement. Ces deux représentations permettent de critiquer les différentes hypothèses et apportent des conclusions importantes sur les besoins des modélisations, nécessaires à la représentation du comportement de cette poutre.

5.3.1 Détermination de l'incertitude

Les déformations utilisées pour représenter les déformations imposées ainsi que les profils de variations relatives de masse sont empreints d'une certaine incertitude, causée par le caractère hétérogène des déformations ou par le matériel de mesure. Ces incertitudes se cumulent, ce qui conduit à la détermination d'un fuseau de confiance sur la validité du calcul final. Dans le cadre de ce calcul analytique, cette étude de sensibilité peut être menée à partir d'un calcul théorique d'incertitude.
Ainsi, les deux grandeurs représentées sont :

- les déformations calculées par la formule : $\varepsilon(z) = \varepsilon'_0.z + \varepsilon_0$

- la flèche à mi-portée : $f = \varepsilon'_0 \cdot \frac{l^2}{8}$

L'incertitude sur ce calcul provient principalement :

- des hétérogénéités de gonflement, caractérisées par les écarts types u_{eau}, $u_{\delta m=0}$ et u_{ret}, pour les déformations imposées en eau, dans la zone sans variation de masse et en retrait (ces écarts types sont soit calculés à partir des mesures sur éprouvettes, soit déduits des relations utilisées pour calculer la moyenne correspondante),
- des incertitudes sur les profils de variations relatives de masse caractérisées par l'écart type u_D pour l'incertitude sur le coefficient d'imbibition et u_d pour l'incertitude sur la profondeur de séchage (prise égale à la résolution de la gammadensimétrie, soit 0,01 m).

On obtient l'incertitude type sur la déformation :

$$u_{\varepsilon(z)} = \sqrt{\left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial \varepsilon_{eau}} u_{eau}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial \varepsilon_{\delta m=0}} u_{\delta m=0}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial \varepsilon_{ret}} u_{ret}\right)^2 + \left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial D} u_D\right)^2 + \left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial d} u_d\right)^2}$$

en notant X_i chacune des cinq variables aléatoires, on obtient :

$$u_{\varepsilon(z)} = \sqrt{\sum_1^5 \left(\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial X_i} u_{Xi}\right)^2}$$

avec

$$\frac{\partial \varepsilon(z)}{\partial X_i} = z \frac{\partial \varepsilon'_0}{\partial X_i} + \frac{\partial \varepsilon_0}{\partial X_i}$$

et

$$\begin{cases} \dfrac{\partial \varepsilon'_0}{\partial X_i} = -\dfrac{12}{h^4}\left(\dfrac{h^2}{2}\dfrac{\partial I_N}{\partial X_i} - h.\dfrac{\partial I_M}{\partial X_i}\right) \\ \dfrac{\partial \varepsilon_0}{\partial X_i} = -\dfrac{12}{h^4}\left(\dfrac{h^2}{2}\dfrac{\partial I_M}{\partial X_i} - \dfrac{h^3}{3}\dfrac{\partial I_N}{\partial X_i}\right) \end{cases}$$

et enfin :

$$\begin{cases} \dfrac{\partial I_N}{\partial \varepsilon_{eau}} = 0{,}07 + D\sqrt{t} \\ \dfrac{\partial I_N}{\partial \varepsilon_{\delta m=0}} = h - 0{,}07 - D\sqrt{t} - d \\ \dfrac{\partial I_N}{\partial \varepsilon_{ret}} = \dfrac{d}{2} \\ \dfrac{\partial I_N}{\partial D} = (\varepsilon_{eau} - \varepsilon_{\delta m=0})\sqrt{t} \\ \dfrac{\partial I_N}{\partial d} = -\varepsilon_{\delta m=0} + \dfrac{\varepsilon_{ret}}{2} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \dfrac{\partial I_M}{\partial \varepsilon_{eau}} = -\dfrac{1}{2}\left((h - 0{,}07 - D\sqrt{t})^2 - h^2\right) \\ \dfrac{\partial I_M}{\partial \varepsilon_{\delta m=0}} = -\dfrac{1}{2}\left(d^2 - (h - 0{,}07 - D\sqrt{t})^2\right) \\ \dfrac{\partial I_M}{\partial \varepsilon_{ret}} = \dfrac{d^2}{6} \\ \dfrac{\partial I_M}{\partial D} = -\sqrt{t}(h - 0{,}07 - D\sqrt{t})(\varepsilon_{eau} - \varepsilon_{\delta m=0}) \\ \dfrac{\partial I_M}{\partial d} = -d\left(\varepsilon_{\delta m=0} - \dfrac{\varepsilon_{ret}}{3}\right) \end{cases}$$

L'incertitude sur la flèche est obtenue de façon similaire et les résultats de ces calculs ont été représentés sur tous les graphiques suivants sous forme de fuseau autour des déformations ou des flèches calculées.

5.3.2 Poutre témoin non armée

Avant de tenter de prédire les déformations de la poutre réactive non armée, nous avons effectué le calcul précédent sur la poutre témoin, soumise à des déformations imposées d'origine hydrique. Les Figures II-73 et II-74 montrent la prédiction effectuée à l'aide de ce calcul.

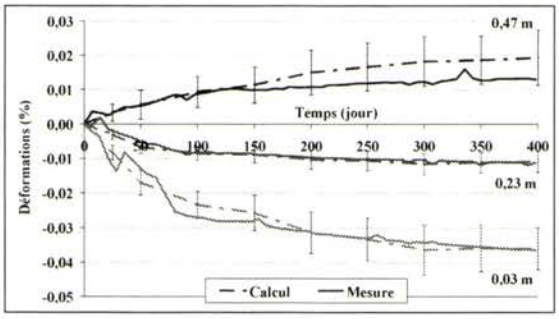


Figure II-73 : Comparaison des déformations mesurées et calculées sur la poutre témoin à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur

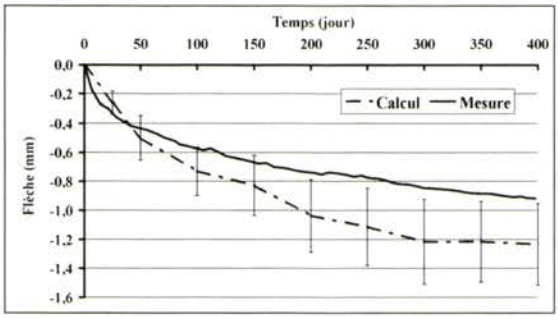


Figure II-74 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées et calculées sur la poutre témoin

Le calcul permet de prédire parfaitement les déformations en parties haute et médiane. En revanche, les déformations de la zone immergée sont légèrement surévaluées, la mesure étant dans la partie basse du fuseau d'incertitude. Par conséquent, la flèche calculée est assez différente de la flèche mesurée, avec un écart de l'ordre de 320 µm entre la valeur prédite et la valeur mesurée, ce qui représente près de 35 % de la flèche mesurée, ce qui est sensiblement supérieur aux 20 % d'incertitude expérimentale sur l'ensemble des mesures longitudinales sur P3. En outre, ce calcul prédit des contraintes de traction voisines de 8 MPa en fibre supérieure à 400 jours, ce qui devrait induire une fissuration de la face supérieure (résistance au fendage de l'ordre de 4 MPa). Pourtant, la surface de la poutre n'a révélé aucune fissuration pendant toute la durée de l'étude.

Les interrogations présentées ci-dessus peuvent trouver leur explication dans les difficultés d'évaluer les déformations imposées. En effet, du fait des pertes de masse

locales importantes en face supérieure des poutres (de l'ordre de 5 %), le retrait imposé en fibre supérieure à 400 jours a été évalué à environ 600 µm/m à partir de la relation établie par les mesures sur éprouvettes. Pourtant, sur les éprouvettes, le retrait maximal mesuré est de l'ordre de 450 µm/m (pour une perte de masse voisine de 3,5 %). Si cette déformation maximale de 450 µm/m était imposée en fibre supérieure de la poutre, la différence entre flèches calculées et mesurées ne serait plus que de 17 %, et donc de l'ordre de la cohérence des mesures longitudinales sur la poutre P3. En outre, les contraintes de traction seraient de l'ordre de 4,5 MPa en fibre supérieure, ce qui serait plus cohérent avec l'absence de fissuration de la face de séchage. Il en est de même pour la déformation imposée en fibre inférieure. Le gonflement hydrique imposé est la moyenne des déformations de six éprouvettes, qui est de l'ordre de 0,012 % (120 µm/m). En appliquant une déformation imposée d'environ 0,006 %, valeur basse mesurée sur une éprouvette de la série de six, la différence de flèche serait également de l'ordre de la cohérence des mesures. En revanche, cette modification entraîne peu de changement dans la contrainte de la fibre supérieure.
Ces calculs montrent la difficulté de représenter la déformation d'un ouvrage en béton non réactif par les déformations d'éprouvettes conservées dans des états hydriques proches. Cette difficulté est manifeste tant pour représenter l'imbibition (apports d'eau) que pour rendre compte des effets du séchage. Cette difficulté est même accrue quand il s'agit de représenter le retrait de la face talochée d'un ouvrage, ayant une porosité relativement importante, en utilisant la mesure de retrait effectuée sur la peau coffrée d'éprouvettes. Cependant, ces calculs permettent finalement de prédire le comportement de la poutre avec un écart de flèche inférieur à 0,3 mm et des tendances de déformations proches de celles mesurées.

5.3.3 Poutre réactive non armée

5.3.3.1 Hypothèse "gonflement prisme"

Nous avons effectué le même calcul pour la poutre réactive non armée, en prenant comme première hypothèse pour les déformations imposées, les déformations mesurées perpendiculairement à la direction de coulage, sur les éprouvettes prismatiques. Les résultats des intégrations sont représentés sur les Figures II-75 et II-76.

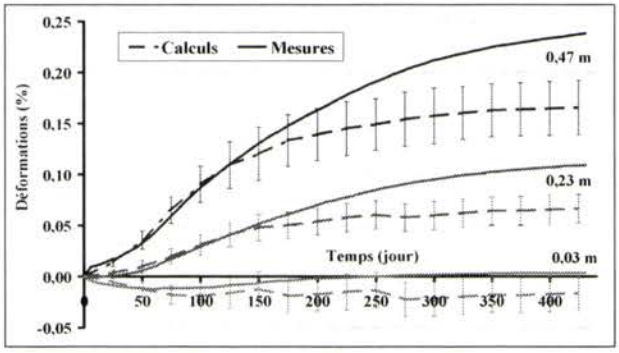


Figure II-75 : Comparaison des déformations mesurées et calculées dans l'hypothèse de déformations imposées égales aux mesures sur prismes à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur

Ces deux graphiques montrent que la prédiction est bonne pendant une centaine de jours, avec des déformations et une flèche bien situées dans le fuseau d'incertitude du calcul. Par la suite et alors que la fissuration apparaît et se développe sur la face immergée de la poutre (date à laquelle elle a été relevée : 160 jours après l'exposition en salle - Annexe 9), les courbes des grandeurs mesurées et calculées divergent largement avec un changement de pente net autour de 120 jours.
Cette différence peut s'expliquer par la fin du domaine élastique, mise en évidence par la fissuration du matériau. Cependant, une prise en compte de la diminution de la raideur par fissuration ne permet pas de mieux approcher les mesures (les déformations de poids propre sont négligeables par rapport aux déformations d'origine chimique).

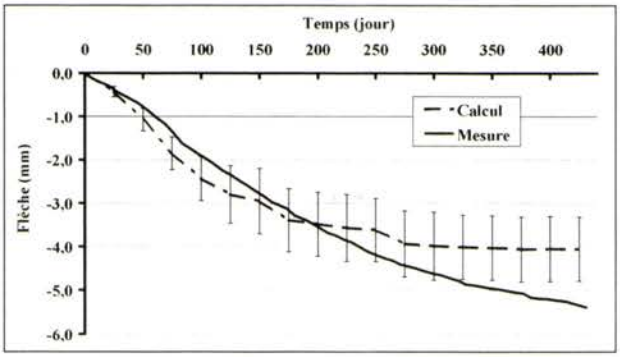


Figure II-76 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées et calculées dans l'hypothèse de déformations imposées égales aux mesures sur prismes

Par conséquent, l'allure des déformations initiales est parfaitement retrouvée par ces calculs. En revanche, le comportement à long terme est très différent et en dehors du fuseau d'incertitude. Ce calcul permet de prédire l'apparition de contraintes de traction sur la face inférieure à partir de 120 jours d'exposition. Elles sont de l'ordre de 4 MPa à 150 jours et dépassent 7 MPa autour de 200 jours. Ces valeurs supérieures à la résistance en traction par fendage permettent d'expliquer que la fissuration de la face immergée apparaisse d'abord transversalement, ce qui est conforme aux observations (Annexe 9).

5.3.3.2 Hypothèse "gonflement anisotrope dans la partie fissurée"

L'apparition de cette fissuration coïncidant avec la divergence entre les mesures et les valeurs calculées, il est légitime de penser qu'elle est responsable de la mauvaise prédiction à long terme. En outre, Larive a montré que l'anisotropie pouvait s'expliquer par une direction privilégiée de la fissuration *[Larive, 1998]*. Or, la fissuration sur la poutre P2 est principalement transversale et située en partie inférieure de la poutre (Annexe 9).
Nous avons donc supposé dans le calcul un gonflement toujours égal à celui mesuré sur prismes dans l'ensemble de la poutre, à l'exception de la zone fissurée, dans laquelle les déformations imposées ont été prises égales aux déformations mesurées

sur cylindres. Ce changement brutal de déformations imposées empêche de prédire l'avancée de la fissuration à l'aide du calcul simplifié développé ici. Par conséquent la pénétration de la fissuration a été calculée de façon grossière, en supposant une cinétique d'avancée de la fissuration linéaire avec le temps avec une apparition à 160 jours (pénétration nulle) jusqu'à atteindre une profondeur de l'ordre de 0,04 m déterminée lors de la rupture des poutres. En effet, le faciès de rupture de la poutre P2 montre une zone de béton de l'ordre de 0,03 m à 0,04 m de largeur, blanchie par la carbonatation. Cette réaction ne pouvant se développer aussi profondément qu'au sein d'une fissure, on en a déduit que la fissuration a au moins atteint une profondeur de cet ordre de grandeur. En outre, les déformations de la partie inférieure des poutres étant stabilisées à 425 jours et évoluant peu lors du remouillage, il est légitime de supposer que la fissuration a atteint cette profondeur pendant la première phase. Cependant, afin d'étudier la sensibilité du calcul à cette hypothèse, nous avons également effectué le calcul pour une fissuration plus profonde, atteignant 0,10 m.
Dans le calcul précédent, seules les valeurs des intégrales des déformations imposées sont modifiées ; elles s'écrivent :

$$\begin{cases} I_N = \varepsilon_{eau\_cyl}\left(h-h_f\right)+\varepsilon_{eau\_prix}\left(h_f-h+0{,}07+D\sqrt{t}\right)+\varepsilon_{\delta m=1)\_prix}\left(h-0{,}07-D\sqrt{t}-d\right)+\dfrac{d.\varepsilon_{ret}}{2} \\ I_M = \dfrac{\varepsilon_{eau\_cyl}}{2}\left(h^2-h_f^2\right)+\dfrac{\varepsilon_{eau\_prix}}{2}\left(h_f^2-\left(h-0{,}07-D\sqrt{t}\right)^2\right)+\dfrac{\varepsilon_{\delta m=1)\_prix}}{2}\left(\left(h-0{,}07-D\sqrt{t}\right)^2-d^2\right)+\dfrac{d^2.\varepsilon_{ret}}{6} \end{cases}$$

avec h_f, la hauteur de fissuration, ε_{eau_cyl}, la déformation mesurée sur cylindres conservés en eau, tandis que toutes les autres expansions imposées sont mesurées sur prismes (à l'exception du retrait qui est donné par la relation établie au Chapitre 1 de la Partie II).

Les Figures II-77 et II-78 montrent que le calcul effectué avec une fissure finale de 0,10 m de profondeur permet de bien approcher la déformation de la fibre inférieure, alors que le calcul avec une fissure finale de 0,04 m de profondeur se rapproche le plus de l'évolution de la flèche à mi-portée.

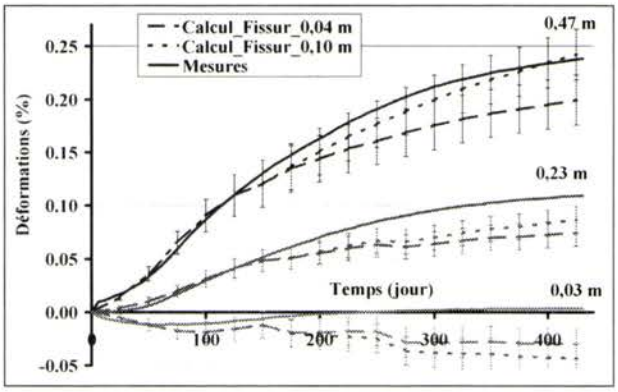


Figure II-77 : Comparaison des déformations mesurées sur P2 et calculées dans l'hypothèse prenant en compte des déformations imposées issues des mesures sur prismes dans la partie non fissurée et des mesures sur cylindres dans la partie fissurée à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur

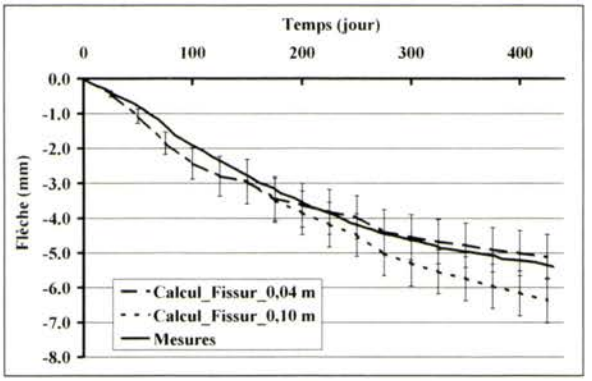


Figure II-78 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées sur P2 et calculées dans l'hypothèse prenant en compte des déformations imposées issues des mesures sur prismes dans la partie non fissurée et des mesures sur cylindres dans la partie fissurée

Ces calculs montrent l'importance du faciès de fissuration sur la prédiction des déformations de poutres non armées atteintes d'alcali-réaction.

Par ailleurs, on note que, pour toutes les hypothèses, les calculs prédisent des déformations de retrait en fibre supérieure, alors que les mesures montrent une déformation nulle, avec un retrait initial puis un gonflement faible. Or, les mesures d'humidité interne ont montré que l'alcali-réaction avait pu se développer jusqu'à 0,08 m de profondeur. L'ensemble de ces remarques nous a conduits à effectuer un calcul en réduisant la valeur de la profondeur d'impact du séchage, ce qui revient à considérer la sensibilité du calcul par rapport au paramètre d.

5.3.3.3 Hypothèse "séchage moins profond"

Nous avons donc effectué le calcul en réduisant la valeur de la profondeur d'arrêt de l'alcali-réaction **d** jusqu'à 0,08 m. Cependant, entre 0,08 m et 0,12 m de profondeur, les mesures de gammadensimétrie montrent des pertes relatives de masse atteignant environ 1,5 % à 400 jours. Par conséquent, les déformations imposées à ces profondeurs ne pouvaient être égales à $\varepsilon_{\delta m=0}$. Elles ont été déduites des déformations mesurées sur prismes conservés sous aluminium à 38°C. En effet, les pertes de masse de ces éprouvettes à 400 jours sont comprises entre 1 % et 1,5 %, ce qui est cohérent avec le profil de variation de masse des poutres à ces profondeurs. Le profil de déformations imposées obtenu à l'aide des hypothèses successives est représenté sur la Figure II-79.

Les autres hypothèses n'ont pas été modifiées et tous les gonflements imposés sont des gonflements mesurés sur prismes, à l'exception des gonflements imposés en "zone immergée et fissurée", qui sont pris égaux aux gonflements mesurés sur cylindres 16x32. La profondeur finale à 400 jours a été prise égale à 0,10 m.

Les intégrales des déformations imposées deviennent donc :

$$\begin{cases} I_1 = \varepsilon_{\text{calc\_sol}}(h-h_f) + \varepsilon_{\text{calc\_gon}}\left(h_f - h + 0{,}07 + D\sqrt{t}\right) + \varepsilon_{\text{mes\_gon}}\left(h - 0{,}07 - D\sqrt{t} - 0{,}12\right) + \varepsilon_{\text{alu\_gon}}(0{,}12 - 0{,}08) + \dfrac{0{,}08\,\varepsilon_{\text{ret}}}{2} \\ I_{11} = \dfrac{\varepsilon_{\text{calc\_sol}}}{2}\left(h^2 - h_f^2\right) + \dfrac{\varepsilon_{\text{calc\_gon}}}{2}\left(h_f^2 - \left(h - 0{,}07 - D\sqrt{t}\right)^2\right) + \dfrac{\varepsilon_{\text{mes\_gon}}}{2}\left(\left(h - 0{,}07 - D\sqrt{t}\right)^2 - 0{,}12^2\right) + \dfrac{\varepsilon_{\text{alu\_gon}}}{2}\left(0{,}12^2 - 0{,}08^2\right) + \dfrac{0{,}08^2\,\varepsilon_{\text{ret}}}{6} \end{cases}$$

Toutes ces modifications ont été prises en compte pour le calcul des incertitudes.

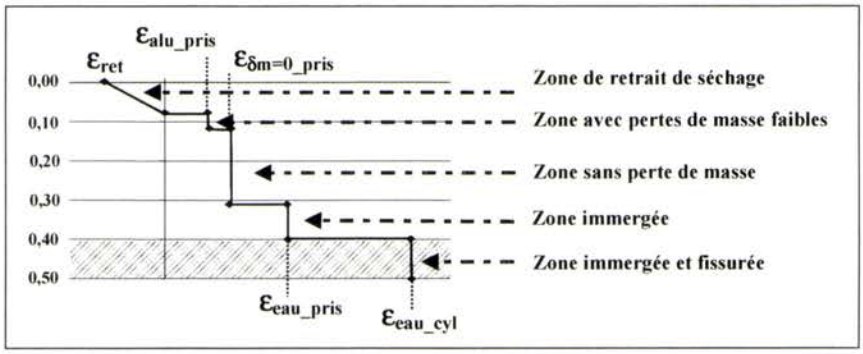


Figure II-79 : Profil de déformations imposées à 400 jours

Ces hypothèses permettent de conserver la bonne prédiction pendant les 150 premiers jours et conduisent à une bonne prédiction finale pour toutes les profondeurs (II-80 et II-81)

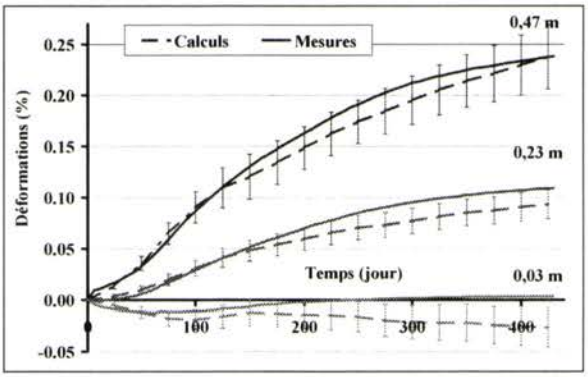


Figure II-80 : Comparaison des déformations mesurées sur P2 et calculées dans l'hypothèse prenant en compte des déformations imposées issues des mesures sur prismes dans la partie non fissurée et des mesures sur cylindres dans la partie fissurée à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur avec un arrêt d'alcali-réaction entre 0,00 m et 0,08 m de profondeur

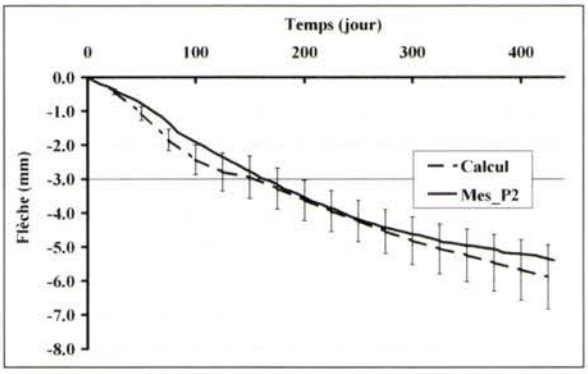


Figure II-81 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées sur P2 et calculées dans l'hypothèse prenant en compte des déformations imposées issues des mesures sur prismes dans la partie non fissurée et des mesures sur cylindres dans la partie fissurée avec un arrêt d'alcali-réaction entre 0,00 m et 0,08 m

Ce calcul permet de mieux approcher la déformation en fibre supérieure et le comportement global de la poutre, même s'il reste encore des différences. Il permet de montrer que l'alcali-réaction se développe au moins jusqu'à 0,08 m de profondeur, ce qui est cohérent avec les mesures d'humidité relative interne. Cependant, l'évolution pratiquement linéaire avec le temps de la déformation en fibre inférieure (0,47 m de profondeur) indique l'importance prise par la pénétration de la fissuration dans ce calcul (la pénétration de la fissure ayant été supposée linéaire dans le temps).
Finalement, ces calculs permettent une bonne représentation du comportement de la poutre non armée réactive, à condition de supposer une fissuration finale de 0,10 m de profondeur, ce qui semble très important. Les calculs suivants montrent que d'autres jeux d'hypothèses, également plausibles, peuvent amener des résultats assez proches, sans supposer une telle fissuration, montrant une fois de plus la complexité de rendre compte du développement des gonflements d'alcali-réaction.

5.3.3.4 Hypothèse "gonflement isotrope" dans la zone non fissurée

L'étude de Smaoui a montré l'influence de la forme et des dimensions des éprouvettes sur l'anisotropie des gonflements, avec une anisotropie plus faible pour des blocs de grandes dimensions *[Smaoui, 2003]*. Par ailleurs, le caractère anisotrope de l'alcali-réaction sur éprouvettes a été expliqué par une fissuration privilégiée dans la direction perpendiculaire à celle du coulage *[Larive et al., 2000-a]*. Or, l'étude des faciès de fissuration des poutres montre une fissuration transversale prédominante au niveau de la face immergée des poutres et une fissuration horizontale inexistante sur les faces latérales (Annexe 9).
Les dimensions importantes des poutres par rapport à celles des éprouvettes et l'absence de fissuration horizontale systématique nous ont conduits à supposer une déformation plus isotrope dans ces structures que celle mesurée sur éprouvettes. Un autre calcul a donc été mené, en supposant un gonflement isotrope dans toute la partie non fissurée des poutres. La déformation imposée dans une direction est donc égale à ε_{iso} :

$$\varepsilon_{iso} = \frac{\varepsilon_{vert} + 2\varepsilon_{hori}}{3}$$

les déformations verticales ε_{vert} et horizontales ε_{hori} étant déterminées sur éprouvettes (hypothèse utilisée dans *[Barbier, 2003]*).
En revanche, le gonflement reste anisotrope dans la partie fissurée, dont la profondeur a été prise égale à 0,04 m, profondeur estimée sur les poutres par la hauteur du dépôt de carbonatation.
Les calculs ont été conduits à nouveau, en intégrant cette modification des hypothèses. Les Figures II-82 et II-83 montrent que ce dernier calcul permet de bien approcher les déformations de la poutre réactive non armée P2. Cependant, la prédiction du comportement à court terme des déformations et de la flèche (avant fissuration soit entre 50 et 120 jours) est moins bonne que celles calculées précédemment.

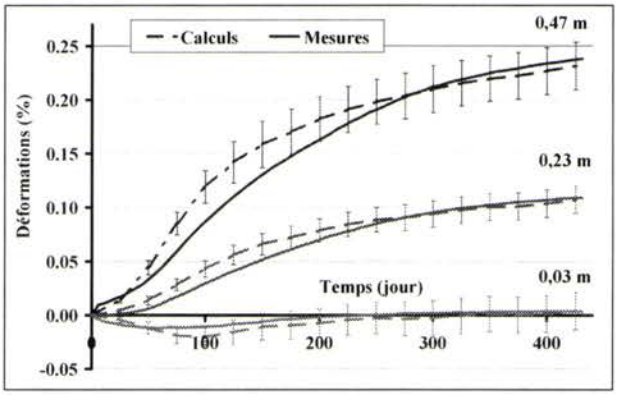


Figure II-82 : Comparaison des déformations mesurées et calculées dans l'hypothèse prenant en compte des déformations imposées isotropes dans la partie non fissurée et anisotropes dans la partie fissurée à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur avec une profondeur d'arrêt d'alcali-réaction de 0,08 m

Ce calcul permet de bien prédire le comportement à long terme dans toute la hauteur de la poutre, alors qu'il prédit mal le comportement à court terme. Les calculs précédents montraient une prédiction meilleure à court terme, mais moins bonne à long terme, en utilisant une hypothèse forte de fissuration sur 0,10 m de profondeur.

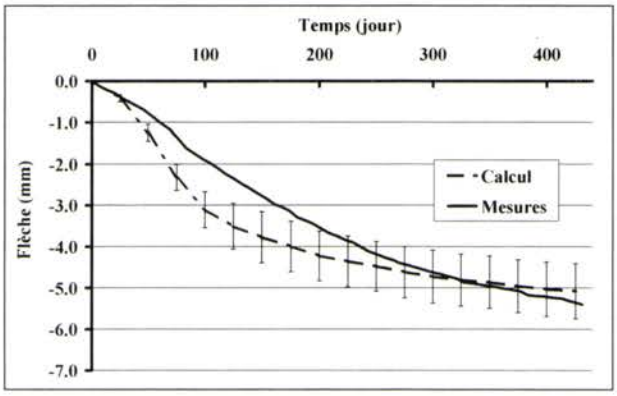


Figure II-83 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées sur P2 et calculées dans l'hypothèse prenant en compte des déformations imposées isotropes dans la partie non fissurée et anisotropes dans la partie fissurée avec une profondeur d'arrêt d'alcali-réaction de 0,08 m

Ces calculs sont complémentaires. Ils montrent deux possibilités de retrouver le comportement de la poutre non armée réactive, basées sur des hypothèses distinctes. En fait, les différences de ces calculs proviennent de la différence de prise en compte de l'anisotropie des gonflements. Dans le premier cas, le calcul est basé directement sur les mesures sur éprouvettes, en se fiant à la direction de coulage, à la direction de fissuration visible et en supposant une profondeur de fissuration importante. Dans le deuxième cas, les déformations imposées sont prises isotropes dans la zone où aucune fissuration privilégiée n'est notée et anisotrope dans une partie fissurée peu profonde. D'autres jeux d'hypothèses peuvent sans aucun doute mener à des résultats proches, et la réalité est sans doute un mélange de ces différentes hypothèses. L'objectif de

l'utilisation de ces deux jeux d'hypothèses était d'indiquer l'importance d'une bonne prise en compte du caractère anisotrope des gonflements dans le calcul de structure. Le coefficient d'anisotropie déterminé sur éprouvettes ne peut sans doute pas être généralisé aux déformations imposées dans des structures. Ce paramètre et son évolution en fonction de la fissuration apparaissent comme des éléments complexes à déterminer, mais indispensables à la prédiction des comportements de structures non armées, endommagées par l'alcali-réaction.

5.3.3.5 Contraintes de traction en fibre supérieure

Les deux calculs permettant une bonne représentation des déformations des poutres conduisent à des contraintes de traction en fibre supérieure des poutres (contrainte moyenne calculée sur une hauteur de 0,02 m de béton). Ils indiquent des contraintes de traction dépassant 3 MPa dès les premiers jours. Ces calculs de contraintes ne permettent donc pas de retrouver la date d'apparition de la fissuration, mais ils expliquent le faciès de fissuration transversale noté au niveau de la surface de séchage.

5.3.3.6 Incertitudes sur les calculs

Les deux dernières hypothèses sont, parmi celles étudiées, celles qui permettent de représenter le mieux le comportement de la poutre réactive non armée. Cependant, il faut noter que, quel que soit le calcul, l'incertitude reste importante. Ainsi, du fait des hétérogénéités de gonflement et de l'incertitude sur le profil de variation relative de masse, l'écart type sur la valeur finale de flèche est de l'ordre de 0,70 mm pour une flèche calculée de 5,2 mm, soit une incertitude de l'ordre de 13 %. Dans cette incertitude, les éléments les plus importants sont les incertitudes dues aux hétérogénéités de gonflement. En effet, l'incertitude type sur le calcul est encore de 0,68 mm si on considère que seuls les gonflements des éprouvettes sous aluminium et en eau ont un caractère incertain.
Par conséquent, quel que soit le calcul hydrique préalable aux calculs chemo-mécaniques représentant l'alcali-réaction et ses effets, le caractère hétérogène des gonflements conduira dans le re-calcul de cette expérimentation sur P2 à une incertitude sur les calculs de flèche qui ne pourra guère être inférieure à 13 %.

5.3.4 Bilan

Les calculs effectués à partir de la théorie de la Résistance des Matériaux en supposant que les gonflements d'alcali-réaction peuvent être considérés comme des déformations imposées, ont permis de prédire les déformations finales d'une poutre non armée à partir des mesures de déformations effectuées sur éprouvettes. Ce calcul a montré l'importance de la fissuration sur le caractère anisotrope des déformations dues à l'alcali-réaction et l'importance de tenir compte de cette anisotropie pour rendre compte des déformations finales de la structure. Ainsi, afin de représenter finement le comportement de structures atteintes d'alcali-réaction, les modélisations doivent être capables de prédire l'état de fissuration des ouvrages, ou au moins de prendre en compte l'état de fissuration réel de l'ouvrage. Enfin, ces calculs complétés par des calculs d'incertitudes montrent que quelle que soit la finesse de la modélisation, les résultats seront toujours affectés d'une incertitude due en grande partie à l'hétérogénéité des gonflements, introduits comme donnée d'entrée.

6 - Conclusion

Les données permettant de décrire le comportement de poutres non armées atteintes ou non d'alcali-réaction et soumises à un gradient vertical d'humidité ont été analysées et comparées au comportement d'une poutre témoin non réactive.

- Les mesures transversales et verticales de la poutre témoin P3 montrent des déformations parfaitement cohérentes avec les profils de variation relative de teneur en eau : retrait entre 0,00 m et 0,08 m de profondeur, des déformations pratiquement nulles entre 0,17 m et 0,27 m et des gonflements d'origine hydrique au-dessous.
- Pour la poutre réactive P2, ce gradient de séchage conduit à des gonflements transversaux et verticaux importants entre 0,17 m et 0,50 m de profondeur, des gonflements plus faibles à 0,08 m et du retrait uniquement sur la face exposée au séchage. Conformément aux mesures d'humidité relative, l'alcali-réaction n'est donc pas stoppée à 0,08 m de profondeur, malgré des conditions sévères de séchage.
- Pendant toute la durée de l'étude, les sections droites des corps d'épreuve non armés, définies par les déformations longitudinales, sont restées planes, respectant ainsi une des hypothèses fondamentales de la théorie de la Résistance des Matériaux. La relation, bien vérifiée, entre la courbure de ces sections et les flèches des poutres, valide la cohérence des mesures de déformations longitudinales et des flèches des corps d'épreuve et autorise ainsi à conclure à un comportement de type "poutre" effectif de ces trois corps d'épreuve.
- Le gradient d'humidité a provoqué un gradient de déformations dans la hauteur de la poutre. Ce gradient a provoqué une flèche de 1 mm sur la poutre témoin et de 5,5 mm pour la poutre réactive dosée normalement et de 6,5 mm pour la poutre sous-dosée en alcalins.
- La poutre P1, sous-dosée en alcalins, présente un comportement légèrement différent de celui de P2. Les différences s'expliquent par un seuil d'humidité d'arrêt des gonflements supérieur à celui de P2 du fait du sous-dosage en alcalins. Ainsi, l'alcali-réaction est arrêtée sur une profondeur plus importante. Cette différence conduit ici à une flèche supérieure. De façon générale, des dosages plus faibles en alcalins, mais suffisants pour déclencher l'alcali-réaction, peuvent ainsi conduire à des désordres plus importants du fait de la présence de gradients hydriques dans les structures.

L'analyse a été complétée par un calcul simple de Résistance des Matériaux supposant que les gonflements d'alcali-réaction et les déformations d'origine hydrique pouvaient être considérés comme des déformations imposées.

- Moyennant des jeux d'hypothèse relativement précis pour décrire les effets de l'eau et le caractère anisotrope des déformations hydriques et/ou chimiques imposées, ces calculs ont permis de représenter assez correctement le comportement longitudinal des deux poutres P2 et P3. Ce dernier est piloté par le retrait en fibre supérieure, par les gonflements importants en fibre inférieure et, pour la poutre réactive, par des gonflements plus modérés en partie médiane.

- Les calculs ont permis d'expliquer les faciès de fissuration des faces supérieures et inférieures (Annexe 9).
- Ils ont montré, quelle que soit la méthode de calcul envisagée, qu'une incertitude irréductible demeure (de l'ordre ici de 15 % sur le calcul de la flèche) du fait du caractère hétérogène des gonflements d'alcali-réaction.
- Enfin, ils ont montré l'importance de la prise en compte du caractère anisotrope des gonflements d'alcali-réaction et de l'influence de la fissuration sur celui-ci. Il est indispensable de tenir compte de cette anisotropie et de son évolution dans la représentation du comportement de ces structures.

Chapitre 4

Alcali-réaction sous contrainte

Introduction

Du fait de leur fonction, les ouvrages sont soumis à des chargements mécaniques plus ou moins importants. Ainsi, l'alcali-réaction se développe généralement en subissant l'influence des contraintes qui se trouvent appliquées au sein des structures. Plusieurs études menées sur éprouvettes ont montré que des contraintes de compression avaient pour conséquence une réduction des gonflements dans les directions selon lesquelles elles étaient appliquées *[Le Roux et al., 1992], [Jones & Clark, 1996], [Larive et al., 1996] [Ahmed et al., 1999], [Gravel et al., 2000]*. En outre, le développement de gonflements chimiques au sein de structures armées est lui-même responsable d'une mise en traction des armatures et ainsi d'une mise en compression du béton par réaction mécanique. Cette augmentation de contraintes de compression directement causée par l'alcali-réaction, parfois dénommée "précontrainte chimique", implique une réduction des gonflements parallèlement à la direction armée *[Kobayashi et al., 1988], [Inoue et al., 1989], [Swamy, 1989], [Koyanagi et al., 1992], [Rigden et al., 1992], [Jones & Clark, 1996], [Ahmed et al., 1998], [Fan & Hanson, 1998-a], [Ballivy et al., 2000], [Mohammed et al., 2003]*.

Afin d'évaluer les conséquences de l'alcali-réaction sur le comportement de structures soumises à de fortes contraintes de compression (barrages), précontraintes, ou simplement armées (infrastructures routières), les modélisations doivent être capables de prendre en compte les couplages entre les mécanismes de gonflement chimique et les contraintes.

Dans un premier temps, ce chapitre présente et analyse des mesures de déformations d'éprouvettes cylindriques soumises à des contraintes tri-axiales afin de quantifier leurs effets et de vérifier si de telles contraintes peuvent modifier le développement de l'alcali-réaction et les gonflements induits. Puis, il décrit le fonctionnement de trois structures armées (deux réactives et une témoin) soumises à un gradient d'humidité interne, afin de montrer les effets importants des armatures sur le développement de l'alcali-réaction. L'ensemble de ces deux groupes de mesures forme une importante banque de **données de validation** pour les modélisations. Il apparaît en effet, au vu des calculs menés en fin de chapitre, que ces modélisations devraient effectivement pouvoir représenter l'influence des contraintes et des armatures afin d'évaluer le comportement de structures réelles en service.

1 - Essais sur éprouvettes sous contraintes multi-axiales

Cette étude, s'inspirant de l'étude expérimentale présentée dans *[Larive, 1998]*, tire son originalité de l'application de contraintes tri-axiales aux éprouvettes soumises à l'alcali-réaction. Afin de simplifier les graphiques, toutes les mesures sont présentées à l'aide de la moyenne des déformations mesurées sur quatre éprouvettes placées dans les mêmes conditions et l'hétérogénéité des déformations est caractérisée par l'écart type calculé sur ces éprouvettes. Les courbes représentent ainsi autour de la valeur moyenne un intervalle de confiance de plus ou moins un écart type.

1.1 Calcul théorique d'éprouvettes soumises à un gonflement imposé

En première approche, les effets mécaniques du développement de l'alcali-réaction dans les éprouvettes de cette partie de l'étude peuvent être analysés théoriquement à

l'aide d'un calcul basé sur la mécanique des milieux continus en représentant les expansions d'alcali-réaction comme des gonflements imposés. A partir de ce calcul et des mesures effectuées sur les éprouvettes, il est alors possible de déterminer les gonflements imposés nécessaires pour parvenir aux déformations mesurées. En outre, il est possible de calculer la valeur des contraintes se développant dans le matériau pendant toute la durée de l'essai.

Notations : Dans l'analyse mécanique suivante, les tenseurs sont signalés par un soulignement double (par exemple, le tenseur de contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$) et les vecteurs par un soulignement simple (par exemple, le vecteur de déplacement $\underline{u}$).

1.1.1 Présentation du problème

Il s'agit d'étudier le comportement d'éprouvettes cylindriques de rayon extérieur R_e (65 mm) et de hauteur h (240 mm) en gonflement libre ou soumises à une contrainte verticale (10 ou 20 MPa) et/ou à un frettage radial constitué par des anneaux métalliques de rayon intérieur R_i (épaisseur des anneaux : 3 ou 5 mm), dans lesquelles se développe un gonflement supposé *a priori* anisotrope. Ce gonflement peut être considéré comme des déformations chimiques imposées.

Les déformations imposées peuvent s'écrire sous forme matricielle :

$$\underline{\underline{\varepsilon_{ch}}} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{ch}^{rr} & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_{ch}^{\theta\theta} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{ch}^{zz} \end{pmatrix}$$

Avec l'hypothèse de gonflement orthotrope, $\varepsilon_{ch}^{\theta\theta} = \varepsilon_{ch}^{rr}$. Ces valeurs de déformations imposées dépendent du temps.

1.1.1.1 Loi de comportement chemo-élastique

La loi de comportement chemo-élastique prend en compte les effets chimiques imposés par le développement de l'alcali-réaction *[Li, 2002]* :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \left(K_b - \frac{2}{3} G_b \right) tr\underline{\underline{\varepsilon}}.\underline{\underline{I}} + 2.G_b.\underline{\underline{\varepsilon}} - 3.K_b.\underline{\underline{\varepsilon_{ch}}}(t)$$

avec : $K_b = \dfrac{E_b}{3.(1-2\nu_b)}$ $\qquad$ $G_b = \dfrac{E_b}{2.(1+\nu_b)}$

alors que dans l'acier, la loi de comportement s'écrit :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \left(K_a - \frac{2}{3} G_a \right) tr\underline{\underline{\varepsilon}}.\underline{\underline{I}} + 2.G_a.\underline{\underline{\varepsilon}}$$

avec : $K_a = \dfrac{E_a}{3.(1-2\nu_a)}$ $\qquad$ $G_a = \dfrac{E_a}{2.(1+\nu_a)}$

1.1.1.2 Equation d'équilibre

Les tenseurs de contraintes dans l'éprouvette et, le cas échéant, les anneaux, satisfont l'équation d'équilibre :

$$\underline{div}\,\underline{\underline{\sigma}} + \rho \underline{F} = 0$$

dans le repère ($\underline{e_r}$, $\underline{e_\theta}$, $\underline{e_z}$).

1.1.2 Résolution du problème

1.1.2.1 Hypothèses sur les champs de déplacement

La résolution de l'équation d'équilibre et les symétries du problème nous conduisent à écrire les déplacements dans le béton et dans l'acier sous la forme :

Pour le béton :

$$\underline{u_b}(r;z) = A.r.\underline{e_r} + B.z.\underline{e_z}$$

L'écriture d'un tel champ de déplacement implique la constance de la contrainte radiale au cœur du béton.

Et pour l'acier :

$$\underline{u_a}(r) = \left(C.r + \frac{D}{r}\right).\underline{e_r}$$

en supposant un glissement parfait entre l'acier et le béton (ce que nous avons tenté d'obtenir en réalisant un frettage à l'aide d'anneaux indépendants de 10 mm de hauteur).

D'autre part, dans des pièces cylindriques, la symétrie par rapport à l'axe impose :

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r}$$

1.1.2.2 Déformations dans les matériaux

L'écriture des déplacements nous permet de calculer les déformations :

dans le béton :

$$\varepsilon_{rr}^b = \frac{\partial u_r^b}{\partial r} = A = \varepsilon_{\theta\theta}^b \quad \text{et} \quad \varepsilon_{zz}^b = \frac{\partial u_z^b}{\partial z} = B$$

et dans l'acier :

$$\varepsilon_{rr}^a = \frac{\partial u_r^a}{\partial r} = C - \frac{D}{r^2} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{\theta\theta}^a = C + \frac{D}{r^2}$$

1.1.2.3 Conditions aux limites

L'écriture des déplacements dans les deux matériaux conduit à l'introduction de quatre inconnues qui peuvent être déterminées à l'aide des conditions aux limites de ce problème :

1. Les contraintes axiales au niveau des deux bases des éprouvettes sont égales à la contrainte appliquée par le bâti de fluage : $\sigma_{zz}^b(h) = \sigma_{zz}^b(0) = \sigma_{zz}^{imposée}$.
2. Les déplacements radiaux au niveau de l'interface entre l'acier et le béton sont égaux pour les deux matériaux : $u_r^a(R_i) = u_r^b(R_i)$, R_i est le rayon de l'interface.
3. Les contraintes radiales des deux matériaux au niveau de cette même interface sont égales, et égales à la contrainte de confinement radial du béton :
$$\sigma_{rr}^a(R_i) = \sigma_{rr}^b(R_i) = \sigma_{confinement}$$
4. La contrainte radiale sur la surface latérale extérieure de l'acier est nulle :
$$\sigma_{rr}^a(R_e) = 0.$$

La résolution de ce problème permet de déterminer les tenseurs de déformations et de contraintes en fonction des déformations axiales et radiales chimiques imposées.

L'utilisation des mesures effectuées sur les éprouvettes ajoute deux équations correspondant à des déplacements déterminés expérimentalement, ce qui permet de déterminer les quatre inconnues et les déformations imposées à chaque instant t.

1.1.2.4 Mesures des déformations des éprouvettes

Les mesures des déformations sont effectuées à l'aide de capteurs de déplacement, qui mesurent le déplacement axial entre deux plateaux métalliques solidaires des bases des éprouvettes, et le déplacement radial de la surface latérale des éprouvettes. En supposant que le chargement axial est appliqué uniquement sur le béton (ce qui a été réalisé expérimentalement en laissant plus d'un millimètre de béton au-dessus du dernier anneau de frettage), les déplacements axiaux mesurés sont directement les déplacements du béton et la déformation axiale du béton s'écrit alors :

$$\varepsilon_{zz}^{b} = \frac{u_{zz}^{mes}}{h} \text{ qui peut finalement être notée } \varepsilon_{zz}^{b} = \varepsilon_{zz}^{mes}$$

En revanche, dans le cas des éprouvettes frettées, les déplacements radiaux mesurés ne sont pas ceux du béton, mais ceux de la coque métallique extérieure, et la notion de déformation à relier à ce déplacement n'est pas immédiate. Dans la suite, on se référera donc toujours à la variation mesurée du diamètre extérieur de l'ensemble "béton + anneau", et le déplacement radial de la coque métallique est égal au déplacement mesuré :

$$u_r^a(R_e) = u_r^{mes}$$

ce qui peut être traduit par deux nouvelles conditions :

5. La mesure axiale permet de déterminer la déformation du béton selon la direction $\underline{e}_z$:

$$\varepsilon_{zz}^{b} = \frac{\partial u_z^b}{\partial z} = B = \varepsilon_{zz}^{mes}$$

6. La mesure radiale permet de déterminer le déplacement de la surface extérieure de la coque d'acier :

$$u_r^a(R_e) = C.R_e + \frac{D}{R_e} = u_r^{mes}$$

1.1.2.5 Résolution du problème

L'écriture de toutes ces conditions nous permet de résoudre le problème. Pour écrire la condition 4, il faut exprimer la contrainte radiale dans l'acier :

$$\sigma_{rr}^{a} = \left(K_a - \frac{2}{3} G_a \right).\left(\varepsilon_{rr}^{a} + \varepsilon_{\theta\theta}^{a} + \varepsilon_{zz}^{a}\right) + 2.G_a.\varepsilon_{rr}^{a}$$

La condition 4 s'écrit alors :

$$\left(K_a - \frac{2}{3} G_a \right).(2C) + 2.G_a.\left(C - \frac{D}{R_e^2} \right) = 0 \qquad (4^{bis})$$

L'équation 4bis et la condition 6 conduisent à l'écriture d'un système à 2 équations et 2 inconnues qui permet de déterminer C et D, ainsi :

$$C = \frac{G_a}{\left(K_a + \frac{4}{3}G_a\right)} \frac{u_r^{mes}}{R_c}$$

et

$$D = \left(1 - \frac{G_a}{\left(K_a + \frac{4}{3}G_a\right)}\right) R_c u_r^{mes}$$

La condition 2 permet alors de déterminer A :

$$AR_i = CR_i + \frac{D}{R_i}$$

Par conséquent, les 4 inconnues du problème mécanique sont connues ; il est alors possible de déterminer les contraintes dans les matériaux et les déformations imposées nécessaires pour obtenir un tel comportement.
Ainsi, il est possible de déterminer la contrainte de confinement radiale dans l'acier et donc dans le béton (condition 3) :

$$\sigma_{rr}^{a}(R_i) = \sigma_{conf}$$

ce qui s'écrit :

$$\sigma_{conf} = \left(K_a - \frac{2}{3}G_a\right).2C + 2.G_a\left(C - \frac{D}{R_i^2}\right)$$

Cette contrainte est la contrainte développée dans le béton du fait du frettage par les anneaux métalliques.
En réécrivant cette même condition dans le béton, on obtient :

$$\sigma_{conf} = \left(K_b - \frac{2}{3}G_b\right).(2A + B) + 2.G_b.A - 3K_b\varepsilon_{rr}^{ib}$$

ce qui permet d'obtenir les déformations radiales imposées :

$$\boxed{\varepsilon_{rr}^{ib} = -\frac{1}{3K_b}\left(\sigma_{conf} - \left(2K_b + \frac{2}{3}G_b\right).A - \left(K_b - \frac{2}{3}G_b\right).B\right)}$$

Le premier terme de cette formule décrit la déformation instantanée puis différée dans la direction radiale provoquée par la contrainte de confinement.

Enfin la condition 1 en contrainte axiale dans le béton permet d'écrire :

$$\sigma_{zz}^{b} = \sigma_{zz}^{imposée} = \left(K_b - \frac{2}{3}G_b\right).\left(\frac{\partial u_r^b}{\partial r} + \frac{u_r^b}{r} + \frac{\partial u_z^b}{\partial z}\right) + 2.G_b.\frac{\partial u_z^b}{\partial z} - 3.K_b.\varepsilon_{zz}^{ib}$$

soit :

$$\boxed{\varepsilon_{zz}^{ib} = -\frac{1}{3K_b}\left(\sigma_{zz}^{imposée} - \left(K_b - \frac{2}{3}G_b\right).2A - \left(K_b + \frac{4}{3}G_b\right).B\right)}$$

1.1.3 Bilan

Au total, à partir des deux mesures effectuées sur les éprouvettes, il est possible de connaître l'état de confinement du béton et de déterminer les gonflements imposés nécessaires à l'obtention de ces mesures.

La contrainte de confinement peut s'écrire simplement en fonction des propriétés mécaniques de l'acier des anneaux et du déplacement radial mesuré :

$$\sigma_{conf} = 2.G_a \left(\frac{K_a + \frac{1}{3}G_a}{K_a + \frac{4}{3}G_a} \right) \left(\frac{1}{R_e} - \frac{R_e}{R_i^2} \right) u_r^{mes}$$

L'écriture de l'expression complète des déformations chimiques imposées est fastidieuse et n'est pas indispensable (les calculs intermédiaires pouvant être effectués plus simplement). En revanche, il est intéressant de noter qu'elles s'écrivent sous la forme :

$$\begin{cases} \varepsilon_{rr}^{ch} = E_1.u_r^{mes} + E_2.\varepsilon_{zz}^{mes} \\ \varepsilon_{zz}^{ch} = -\dfrac{\sigma_{zz}^{appliquée}}{3.K_b} + E_3.u_r^{mes} + E_4.\varepsilon_{zz}^{mes} \end{cases}$$

avec E_1, E_2, E_3 et E_4 étant des coefficients constants ne dépendant que des propriétés mécaniques des matériaux béton et acier et des dimensions des éprouvettes.
Cette écriture montre que les déformations chimiques imposées dépendent à la fois de la mesure transversale et de la mesure longitudinale. Ainsi, les déformations mesurées directement sur les éprouvettes non frettées peuvent ne pas correspondre aux déformations chimiques imposées. Ces dernières sont les déformations qu'il faut imposer à une éprouvette cylindrique pour retrouver le comportement mesuré. Cette différence provient de l'effet Poisson, qui implique une interaction entre les déformations imposées dans une direction et les déformations mesurées dans les directions perpendiculaires.
De plus, il faut noter que ce calcul peut être appliqué aux éprouvettes non frettées en prenant un rayon intérieur égal au rayon extérieur.
Le calcul de ces déformations permet d'analyser l'ensemble des comportements des déformations des éprouvettes, quel que soit leur état de contrainte. L'analyse portant sur les déformations imposées par l'alcali-réaction, ces calculs ont été menés à partir des déformations chimiques "mesurées", pour s'affranchir des autres sources de déformations (retrait et fluage).

1.1.4 Traitement des données

L'analyse des mesures de cette partie de l'étude conduit à définir trois types de données distinctes.

1.1.4.1 Données brutes

Les données brutes sont les mesures de déformations avec un traitement préalable réduit.
Pour les éprouvettes chargées dans la direction axiale, la donnée globale de variation dimensionnelle inclut un tassement d'appui qui ne permet pas l'analyse des déformations longitudinales des éprouvettes chargées dans la phase de déformations élastiques au moment du chargement. La donnée brute longitudinale est donc la déformation mesurée sur l'éprouvette, recalée peu après la mise en charge pour les

éprouvettes chargées dans la direction axiale, qui suppose que les tassements aux interfaces n'évoluent plus.
Pour la direction radiale, il s'agit également de la mesure effectuée directement sur éprouvette, recalée après mise en charge. Cependant, pour les éprouvettes frettées, du fait de la présence de deux matériaux distincts, on ne peut pas définir de déformation radiale au sens strict. Il est toutefois intéressant de définir une "déformation radiale" par la division de la variation de diamètre de l'ensemble "béton + anneau" par le diamètre extérieur de l'éprouvette. Cette grandeur, pour une épaisseur d'anneau somme toute assez faible, peut ainsi être comparée aux déformations radiales des éprouvettes non frettées, ce qui permet d'étudier l'influence du frettage sur les mesures brutes.

1.1.4.2 Données chimiques "mesurées"

Les déformations étant mesurées pour des éprouvettes conservées sous aluminium (contrairement à l'étude *[Larive et al., 1996]* pour laquelle les éprouvettes étaient exposées à une atmosphère saturée), des déformations de retrait se superposent aux expansions provoquées par l'alcali-réaction. Afin de ne prendre en compte que les gonflements de l'alcali-réaction, les déformations de retrait mesurées sur le béton témoin ont été soustraites aux expansions mesurées sur les éprouvettes réactives. Ce procédé de calcul a pu être effectué du fait de l'étude de formulation préalable qui a permis d'obtenir des squelettes granulaires proches pour les deux formulations. En outre, la conservation sous aluminium, même si elle n'est jamais parfaitement étanche, permet d'obtenir des pertes de masse réduites et parfaitement similaires pour l'ensemble des éprouvettes (Figure II-84).

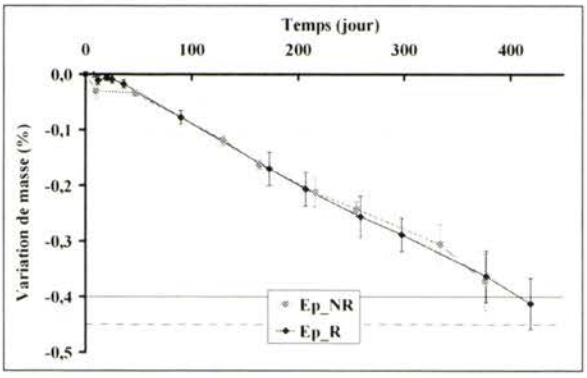


Figure II-84 : Comparaison des pertes de masses des éprouvettes réactives et non réactives de l'étude "gonflement sous contrainte"

La même opération peut être effectuée pour s'affranchir du fluage. Ainsi, afin d'analyser les déformations provoquées par l'alcali-réaction, on peut soustraire les déformations des éprouvettes témoins en béton non réactif des déformations mesurées sur les éprouvettes réactives sous les chargements identiques. Il ne s'agit donc pas réellement de déformations mesurées, mais plutôt de déformations déduites des mesures. Les déformations ainsi obtenues sont dites déformations chimiques "mesurées" par opposition aux déformations chimiques "imposées", issues du calcul mécanique.

Représentation de l'hétérogénéité

Pour représenter l'hétérogénéité des phénomènes par rapport à ces données, des écarts types réunissant toutes les causes d'hétérogénéité ont été calculés sous la forme :

$$u_{\varepsilon_{zz}} = \sqrt{u^2_{\varepsilon_{zz\ NR}} + u^2_{\varepsilon_{zz\ R}}}$$

$$u_{\varepsilon_{rr}} = \sqrt{u^2_{\varepsilon_{rr\ NR}} + u^2_{\varepsilon_{rr\ R}}}$$

avec $\varepsilon_{rr\ NR}$, $\varepsilon_{rr\ R}$, $\varepsilon_{zz\ NR}$ et $\varepsilon_{zz\ R}$ les déformations radiales et longitudinales mesurées sur les éprouvettes témoins et des éprouvettes réactives, u représentant dans chacune de ces expressions l'écart type caractérisant l'hétérogénéité des mesures.

De même pour le gonflement volumique, calculé par la formule :

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_{zz} + 2\varepsilon_{rr}$$

(avec $\Delta V/V$, la déformation volumique, ε_{zz}, la déformation longitudinale et ε_{rr}, la déformation transversale), l'incertitude, causée par l'hétérogénéité des déformations, a été caractérisée par un écart type, calculé en différentiant l'expression précédente, ce qui conduit à l'expression :

$$u_{\frac{\Delta V}{V}} = \sqrt{u^2_{\varepsilon_{zz}} + 4u^2_{\varepsilon_{rr}}}$$

Dans cette expression, ε_{rr} et ε_{zz} représentent les déformations radiales et longitudinales corrigées du retrait et du fluage.

1.1.4.3 Données "chimiques imposées"

La contrainte de confinement a été calculée à l'aide du calcul mécanique développé ci-dessus :

$$\sigma_{conf} = 2G_a \left(\frac{K_a + \frac{1}{3}G_a}{K_a + \frac{4}{3}G_a} \right) \left(\frac{1}{R_e} - \frac{R_e}{R_i^2} \right) u_r^{méca}$$

Pour ce calcul, il est important de ne pas s'affranchir ni du retrait ni du fluage. En effet, le retrait a tendance à réduire le volume de l'éprouvette, ce qui a tendance à diminuer la contrainte de confinement. En revanche, par effet de Poisson, la contrainte mécanique, puis le fluage, ont tendance à créer une déformation radiale positive qui augmente la contrainte de confinement. Par conséquent, les calculs relatifs aux contraintes de confinement ont été basés sur les mesures brutes.

En revanche, pour la détermination des déformations chimiques "imposées", nous avons utilisé les déformations chimiques "mesurées" (obtenues par soustraction des déformations des éprouvettes témoins en béton non réactif des déformations mesurées sur les éprouvettes réactives sous les chargements identiques), pour ne prendre en compte que les effets de l'alcali-réaction. Les formules établies lors du calcul mécanique s'écrivent :

$$\begin{cases} \varepsilon_{rr}^{ch} = E_1 . u_r^{mes} + E_2 . \varepsilon_{zz}^{mes} \\ \varepsilon_{zz}^{ch} = -\dfrac{\sigma_{zz}^{appliquee}}{3.K_h} + E_3 . u_r^{mes} + E_4 . \varepsilon_{zz}^{mes} \end{cases}$$

Les coefficients E_1 et E_2 dépendent du module d'Young du béton qui doit être pris différé pour prendre en compte le fluage radial provoqué par la contrainte de confinement. Les coefficients E_3 et E_4 sont indépendants du module d'Young du béton. En effet, ils ne dépendent que du coefficient de Poisson du béton, des propriétés mécaniques de l'acier et des dimensions des éprouvettes. En outre, le premier terme de l'équation concernant le gonflement chimique imposé axial est éliminé par la soustraction des déformations mesurées sur le béton non réactif. Le gonflement chimique axial ne dépend donc pas du module d'Young du béton.

Application numérique :
Les calculs ont été réalisés avec les caractéristiques mécaniques suivantes : 193000 MPa et 0,3 pour le module d'Young et le coefficient de Poisson de l'acier et 11200 MPa et 0,22 pour le module d'Young différé et le coefficient de Poisson du béton réactif. Ces caractéristiques mécaniques sont issues des essais des fabricants pour l'acier et des essais effectués sur éprouvettes pour le béton. Pour le module élastique de ce matériau, nous avons pris une valeur moyenne à long terme en calculant la moyenne des modules à court terme obtenus entre 28 jours et 1 an (33600 MPa), que nous avons divisée par 3, selon les recommandations du BAEL *[BAEL, 1999]*.

1.2 Mesures sur éprouvettes non confinées

1.2.1 Retrait des éprouvettes non réactives

Suite à un problème de mesure concernant les déformations longitudinales de deux éprouvettes non réactives sans chargement axial, la moyenne du retrait longitudinal pour les éprouvettes non chargées a dû être effectuée sur seulement deux éprouvettes. Le retrait de ces éprouvettes a été comparé à celui des éprouvettes de l'étude "évaluation du potentiel de déformation des matériaux" (Figure II-85 - étant donné qu'il n'y a que deux éprouvettes pour l'étude "gonflement sous contrainte", le fuseau représente les déformations réelles des deux éprouvettes).
Le comportement longitudinal de ces éprouvettes peut être séparé en deux phases : un retrait rapide pendant les 60 premiers jours, suivi d'une stabilisation des déformations à une valeur légèrement plus faible (entre 50 et 100 µm/m) que celles de l'autre étude pour des pertes de masse équivalentes. Le comportement transversal des éprouvettes de l'étude "gonflement sous contraintes" est plus régulier, mais la valeur atteinte finalement est identique : ainsi le retrait est isotrope à partir de 150 jours.
La stabilité du retrait après 100 jours permet de dire que le retrait de dessiccation est assez faible. Les différences de comportement à court terme peuvent s'expliquer par un retrait endogène plus important causé par des différences lors de la fabrication. Il est également possible que la différence provienne d'artefacts liés à la longueur de base de la mesure (mesure sur 100 mm centraux pour les éprouvettes "évaluation du potentiel de déformation des matériaux", mesure sur toute la longueur des éprouvettes pour les autres, incluant notamment des tassements possibles aux interfaces d'appui).

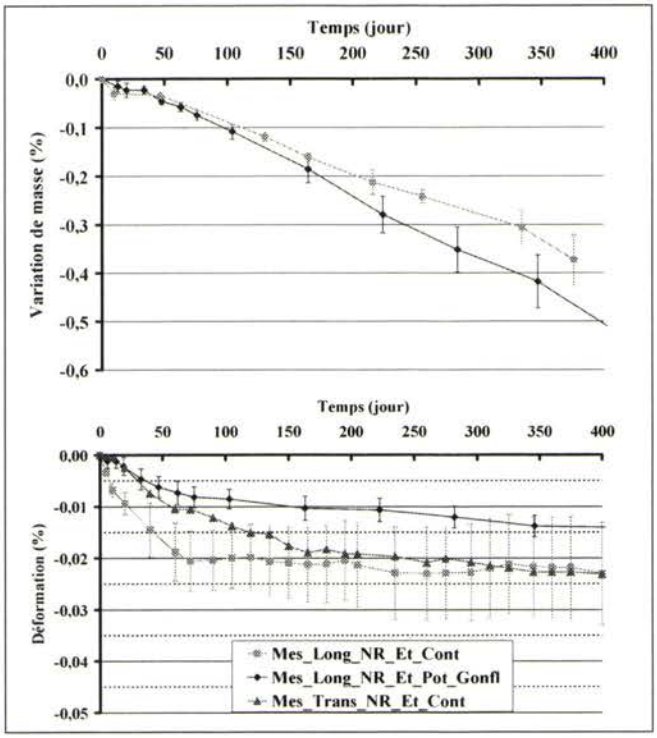


Figure II-85 : Comparaison des variations de masse et des déformations d'éprouvettes non réactives issues des études "gonflement sous contraintes" et "potentiel de gonflement"

1.2.2 Gonflement libre des éprouvettes réactives

1.2.2.1 Mesures brutes

Dans cette étude, les éprouvettes en gonflement libre sont utilisées comme référence pour comparer leur comportement à celui d'éprouvettes sous contrainte. L'étude du comportement de ces éprouvettes permet de détecter une hétérogénéité faible (coefficient de variation de l'ordre de 15 % aussi bien pour la mesure axiale que transversale). Les variations de masse et les déformations de l'ensemble des éprouvettes, issues de l'étude "potentiel de gonflement des bétons" du Chapitre 1 de la Partie II, et celles de cette partie de l'étude, ont été tracées sur une même figure (Figure II-86), afin de comparer le comportement des deux gâchées d'une même formulation.
Cette figure montre que les pertes de masse des éprouvettes de l'étude "gonflement sous contrainte" sont plus faibles que celles des éprouvettes de l'autre étude, ce qui justifie que leurs gonflements transversaux soient supérieurs (situés dans la partie supérieure du fuseau de gonflements des éprouvettes de l'étude "potentiel de gonflement"). Cependant, cette analyse entre en contradiction avec des gonflements longitudinaux plus faibles dans le cas de l'étude "gonflement sous contrainte" et qui sont ainsi difficilement explicables, avec en particulier un retrait dans les premiers jours alors qu'aucun n'est noté pour les éprouvettes de l'autre étude. Cette remarque

rejoint celle sur le retrait à court terme du béton non réactif, dans la direction longitudinale, et pose le problème d'un artefact de mesure à court terme qu'il est difficile d'expliquer.

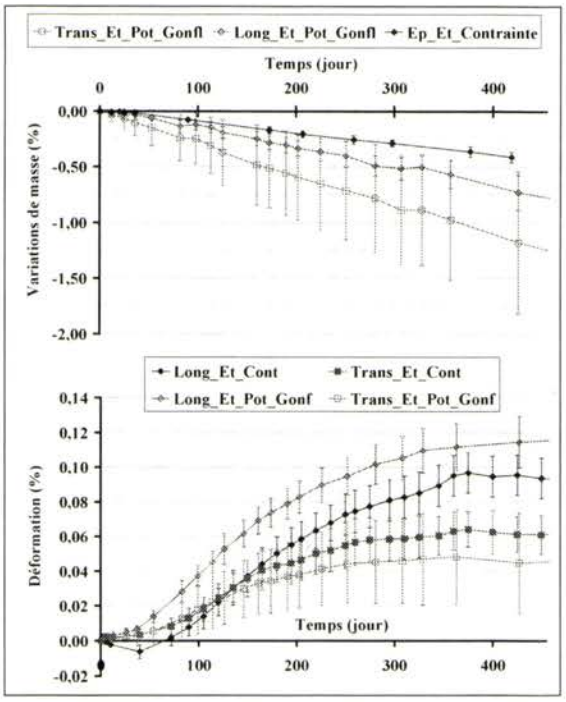


Figure II-86 : Comparaison des variations de masse et des déformations d'éprouvettes réactives issues des études "gonflement sous contraintes" et "potentiel de gonflement"

Caractère anisotrope

Afin d'analyser le développement du caractère anisotrope du béton réactif, nous avons tracé le graphique "déformations axiales" en fonction des "déformations transversales" (Figure II-87).

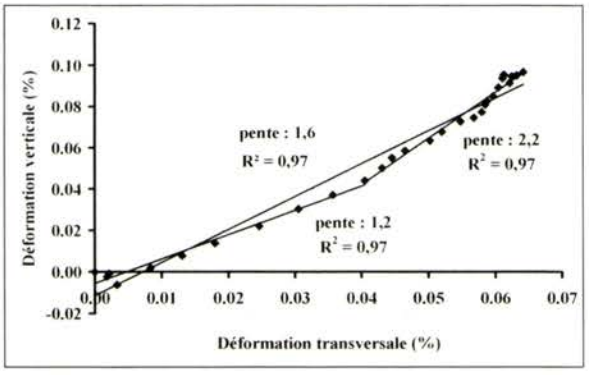


Figure II-87 : Evolution du caractère anisotrope du béton réactif

Le coefficient d'anisotropie, calculé à partir de la pente de la régression linéaire, est de 1,6, ce qui est un peu plus faible que la valeur déterminée sur les éprouvettes conservées sous aluminium pour l'étude "potentiel de gonflement" (de 2,2). Cependant, cette courbe présente en fait deux pentes de droites assez distinctes, ce qui signifierait que l'anisotropie augmente au fur et à mesure. Ce phénomène a été noté dans une étude précédente *[Larive, 1998]*, mais principalement sur les éprouvettes conservées à 23°C, et s'explique par l'augmentation du caractère anisotrope par l'apparition de la fissuration. En revanche, Smaoui n'a pas observé ce type de comportement *[Smaoui, 2003]*. Le calcul des pentes des deux droites conduit à un coefficient d'anisotropie de 1,2 dans une première partie, ce qui est assez proche d'un gonflement isotrope. La pente de la deuxième droite est de 2,2, ce qui correspond au coefficient d'anisotropie calculé pour les éprouvettes de l'étude "potentiel de gonflement". Toutefois, ce comportement n'a pas été noté sur les éprouvettes de l'autre étude. De plus, ce phénomène est fortement influencé par les déformations à court terme des deux formulations de béton qui semblent perturbées par un artefact de mesures (cf. paragraphe précédent). Il est donc difficile de justifier le comportement de ces éprouvettes, d'autant plus que la fissuration n'a pu être notée (les faces des éprouvettes étaient couvertes par l'étanchéité d'aluminium).

1.2.2.2 Déformations d'origine chimique "mesurées"

La Figure II-88 montre un comportement très proche des déformations chimiques longitudinale et transversale "mesurées" pendant les 150 premiers jours.

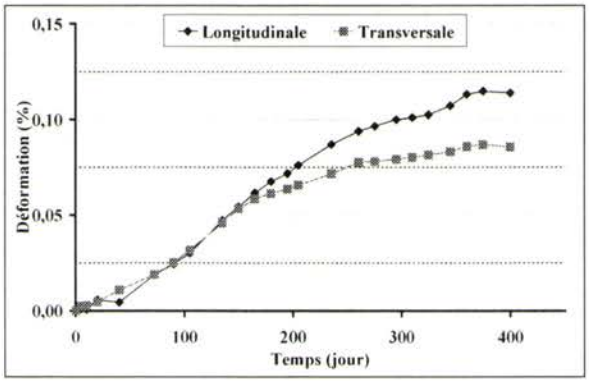


Figure II-88 : Déformations des éprouvettes réactives en gonflement libre, corrigées du retrait

Le coefficient d'anisotropie final est également modifié, puisque pour ces déformations, il ne vaut que 1,3 (Figure II-89). Comme précédemment, le caractère anisotrope varie en fonction du temps, d'une valeur proche de l'isotropie (1,05) à 1,8.

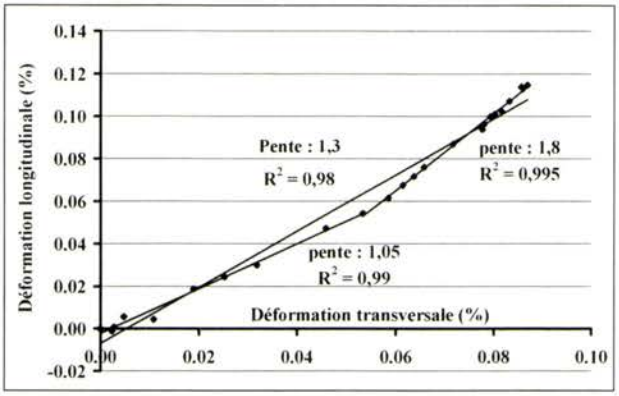


Figure II-89 : Evolution du caractère anisotrope des déformations chimiques "mesurées"

1.2.2.3 Déformations chimiques imposées

Les déformations chimiques imposées ont été déterminées en effectuant le calcul présenté en première partie à partir des déformations chimiques "mesurées", et sont représentées sur la Figure II-90.

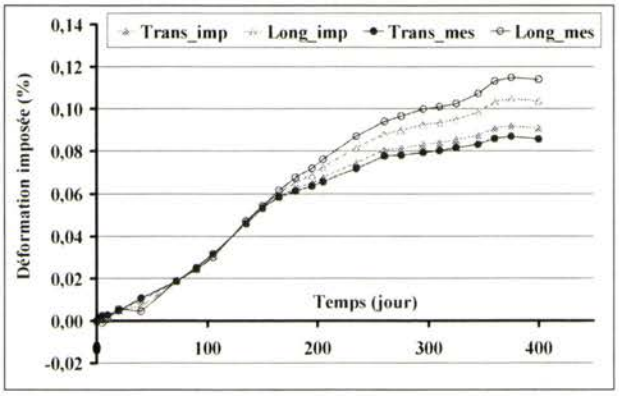


Figure II-90 : Déformations transversales et longitudinales imposées pour retrouver le comportement mesuré

Les valeurs trouvées sont légèrement différentes des déformations chimiques "mesurées". La différence s'explique par l'effet de Poisson, qui implique une interaction entre les déformations imposées dans les deux directions. Ces déformations imposées sont donc des déformations chimiques théoriques, différentes de celles mesurées même pour des éprouvettes en gonflement libre. Elles permettent une analyse de l'effet des contraintes sur le développement de l'alcali-réaction et, entre autres, sur le caractère anisotrope des gonflements, qu'il est donc important de calculer pour ces déformations imposées. L'anisotropie apparaît alors comme particulièrement faible, puisque le coefficient calculé à partir de la régression linéaire n'est que de 1,14 (Figure II-91), avec une bonne linéarité pendant toute la durée des mesures. Les déformations imposées ne montrent pas la même évolution de l'anisotropie, qui semble, ici, constante pendant toutes les mesures.

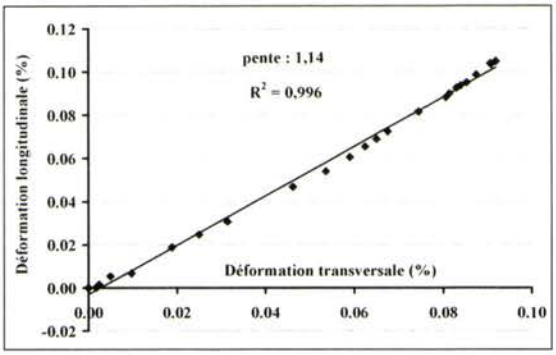


Figure II-91 : Evolution du caractère anisotrope des déformations chimiques imposées

Ainsi, l'anisotropie "brute" déterminée à partir des mesures sur éprouvettes est distincte de l'anisotropie des déformations chimiques imposées. En terme d'évaluation mécanique des conséquences de l'alcali-réaction sur le comportement du béton, la donnée "brute" est donc un mauvais indicateur, car les déformations chimiques empêchées et l'effet Poisson induisent des reports d'expansions. Cette conclusion montre toute la difficulté, liée à la prise en compte du caractère anisotrope des expansions d'alcali-réaction, pour évaluer le comportement d'ouvrages atteints.

1.2.3 Fluage propre du béton témoin

La mesure automatisée des déformations longitudinales est rendue possible par la présence de casques métalliques au niveau des deux bases des éprouvettes. Ces casques collés aux éprouvettes peuvent être assimilés aux plateaux d'une presse pour un essai de compression. Au moment de la mise en charge des bâtis, un phénomène de tassement d'appui a eu lieu, comme il est observé pour un essai de module *[Boulay et al., 1999]*. Ces tassements apportent un aléa sur la déformation initiale d'origine mécanique propre à chaque éprouvette. Pour l'analyse des résultats, nous nous en sommes donc affranchis en recalant toutes les mesures des éprouvettes sous bâtis à 5 jours. Cette opération revient à soustraire le comportement "élastique" et le comportement de fluage à court terme, aussi bien pour le béton que pour l'interface avec les casques, ce qui ne pose pas de problème pour le fluage à long terme qui nous intéresse principalement (Figure II-92).

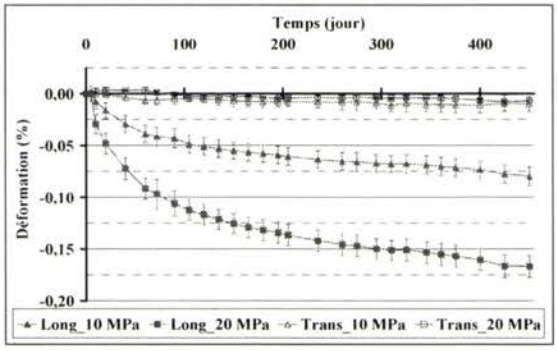


Figure II-92 : Déformations longitudinales sous chargement de 10 MPa et 20 MPa des éprouvettes, après recalage à 5 jours

Les déformations transversales diminuent tout au long de l'étude, ce qui semble indiquer que le retrait est plus important que l'effet transversal du fluage qui devrait impliquer une déformation positive.
Pour différencier les différentes sources de déformations des bétons (retrait, fluage et alcali-réaction), on a isolé le fluage propre du béton non réactif dans les deux directions en soustrayant l'effet du retrait (Figure II-93).

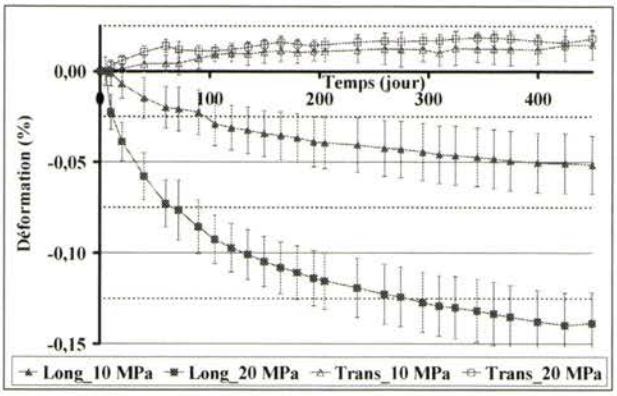


Figure II-93 : Déformations longitudinales sous chargement de 10 MPa et 20 MPa des éprouvettes après recalage à 5 jours et corrigées du retrait

La Figure II-93 indique des déformations transversales faibles mais tout de même positives, ce qui confirme que le retrait était bien prépondérant dans la direction transversale.
Le fluage propre longitudinal est de l'ordre de 50 µm/m/MPa sous 10 MPa, et de 75 µm/m/MPa sous 20 MPa. Ainsi, ces mesures montrent que le fluage est non linéaire sous 20 MPa, ce qui peut s'expliquer par l'ordre de grandeur de cette contrainte devant la résistance moyenne en compression de ce béton (de l'ordre de 35 MPa à 28 jours).
Enfin, le rapport "déformations transversales sur déformations longitudinales" est de 0,3 pour les éprouvettes chargées à 10 MPa et de 0,15 sous 20 MPa.

1.2.4 Fluage du béton réactif

1.2.4.1 Mesures brutes

Les déformations différées axiales "brutes" sous 10 et 20 MPa, recalées à 5 jours, ont également été établies pour le béton réactif et comparées au comportement du béton témoin (Figure II-94).
Ces figures montrent que les comportements des éprouvettes non frettées des deux bétons sont assez proches, avec un écart faible à court terme pour le chargement de 10 MPa et un écart plus important à 20 MPa pendant les 100 premiers jours. Ces écarts, qui peuvent être expliqués par des différences de caractéristiques des formulations ou des constituants, diminuent au cours de l'étude jusqu'à ce que les courbes moyennes se rejoignent autour de 200 jours. Le fait que la différence s'estompe peut être expliqué par la chute d'environ 30 % du module d'Young du béton réactif, mesurée principalement entre 90 jours et 1 an après le coulage pour des éprouvettes conservées sous aluminium. En effet, cette diminution de module implique une augmentation de déformation de l'ordre de 0,007 % sous 10 MPa (et donc du

double sous 20 MPa), ce qui est significatif par rapport aux ordres de grandeur des déformations de fluage.
Il est remarquable que dans la direction du chargement sous compression soutenue, les déformations observables du béton réactif et du béton non réactif soient aussi proches.

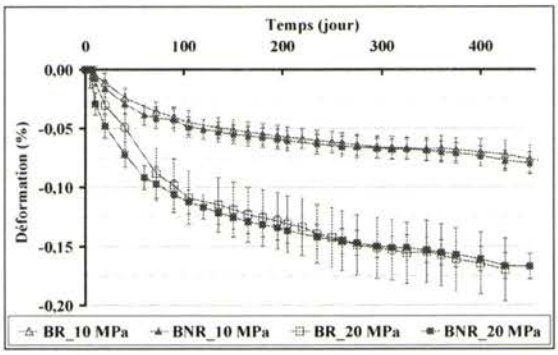


Figure II-94 : Déformations longitudinales sous chargement de 10 MPa et 20 MPa des éprouvettes après recalage à 5 jours

1.2.4.2 Déformations d'origine chimique "mesurées"

Nous avons isolé les déformations d'origine chimique en retirant les déformations de retrait et de fluage des éprouvettes non réactives aux déformations mesurées sur les éprouvettes réactives, comme indiqué en 1.1.4.2. Ainsi, la Figure II-95 présente les déformations longitudinales d'éprouvettes non frettées soumises à une contrainte axiale de 0, 10 ou 20 MPa, corrigées du retrait et du fluage.

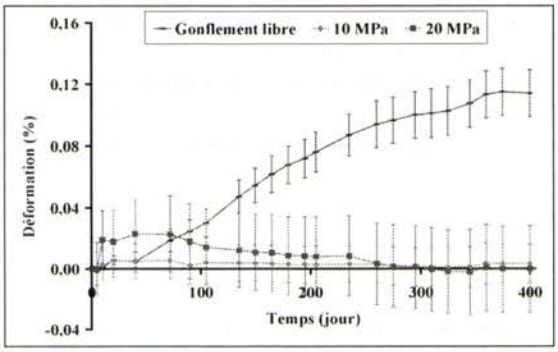


Figure II-95 : Déformations longitudinales d'éprouvettes en gonflement libre et sous chargements uniaxiaux (10 et 20 MPa), corrigées du retrait et du fluage

Lorsque le béton est soumis à une compression uniaxiale significative, l'alcali-réaction ne provoque aucun gonflement dans la direction parallèle au chargement. Dans le cas du chargement à 20 MPa, les faibles déformations mesurées peuvent s'expliquer par la différence du fluage à court terme (entre 0 et 200 jours) des éprouvettes en bétons réactif et non réactif sous 20 MPa et par la chute du module d'Young du béton réactif.
La conservation de la déformation volumique observée par Larive *[Larive, 1998]* devrait impliquer un report des déformations dans la direction perpendiculaire. La

Figure II-96 montre des résultats qui ne sont que partiellement conformes à cette analyse.

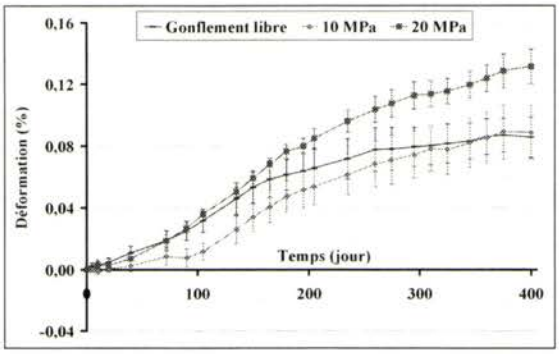


Figure II-96 : Déformations transversales d'éprouvettes en gonflement libre et sous chargements uniaxiaux (10 et 20 MPa), corrigés du retrait et du fluage

En effet, les mesures sur les éprouvettes soumises à un chargement axial de 10 MPa montrent, à 400 jours, des expansions peu supérieures à celles en gonflement libre. Cependant, leur évolution est assez distincte. En effet, les gonflements des éprouvettes sous 10 MPa sont pratiquement inexistants dans les 100 premiers jours, ce qui est anormal par rapport aux autres éprouvettes. Puis les déformations s'accélèrent pour finalement atteindre ceux des éprouvettes en gonflement libre.
En revanche, les gonflements transversaux des éprouvettes soumises à une contrainte de 20 MPa sont bien supérieurs à ceux des éprouvettes en gonflement libre. La séparation des courbes de déformation transversale des éprouvettes en gonflement libre et des éprouvettes sous contrainte de 20 MPa apparaît à partir de 150 jours, à la même échéance où le caractère anisotrope se manifeste pour les éprouvettes en gonflement libre.

1.2.4.3 Déformations chimiques "imposées"

L'analyse mécanique permet de déterminer les déformations chimiques imposées qui correspondent aux mesures réalisées sur les éprouvettes (Figure II-97).

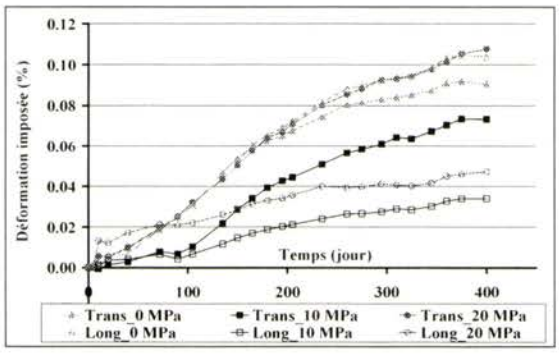


Figure II-97 : Déformations chimiques transversales et longitudinales imposées déduites des déformations chimiques "mesurées" des éprouvettes sans frettage, en gonflement libre et sous chargement axial de 10 et 20 MPa

Les déformations imposées longitudinales sont plus faibles pour les deux chargements axiaux que pour les éprouvettes non chargées, ce qui confirme que l'application d'une contrainte de compression réduit les déformations dans cette direction. En revanche, la réduction apparaît plus importante pour la contrainte la plus faible (70 % à 10 MPa contre 55 % à 20 MPa), ce qui pourrait sembler incohérent. Ce résultat s'explique par le peu de différences des mesures longitudinales à 10 et 20 MPa (Figure II-95), alors qu'une contrainte plus faible devrait impliquer une réduction plus faible des gonflements et donc des déformations longitudinales mesurées plus fortes. Cependant, la Figure II-97 montre que la différence a lieu principalement à court terme, et peut donc s'expliquer par la difficulté de prendre en compte correctement le fluage à court terme (notamment parce que, sous 20 MPa, le fluage n'est manifestement plus linéaire avec la contrainte appliquée).
Dans la direction transversale, un phénomène analogue est observé, avec des déformations imposées plus faibles de 20 % pour le chargement de 10 MPa que pour les éprouvettes en gonflement libre. Pourtant, la constance des déformations volumiques *[Larive et al., 1996]* devrait impliquer un report d'expansion, et donc de déformations imposées, dans la direction transversale. Ce résultat s'explique également par les mesures (Figure II-96), les déformations transversales mesurées étant du même ordre en gonflement libre et pour le chargement de 10 MPa, malgré la présence du chargement axial. Pour le chargement de 20 MPa, le résultat est cohérent, avec une augmentation de 20 % des déformations radiales imposées.
Au total, les contraintes de compression ont une influence importante sur l'anisotropie des déformations chimiques imposées. L'anisotropie a été caractérisée par la pente de la régression linéaire reliant les déformations imposées longitudinales et les déformations imposées transversales (Figure II-98).

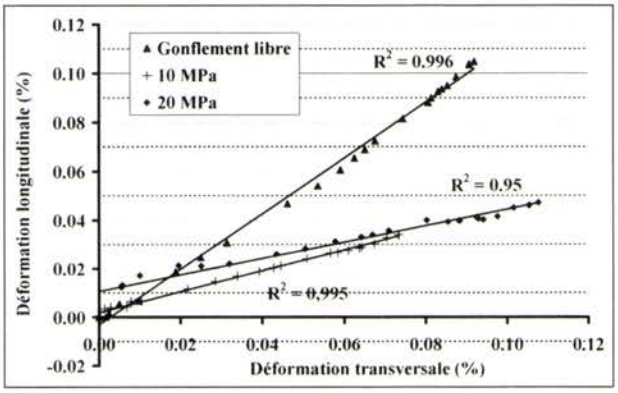


Figure II-98 : Anisotropie des déformations chimiques imposées des éprouvettes non frettées sous chargement axial de 10 MPa et 20 MPa

Le coefficient d'anisotropie est de 0,43 pour 10 MPa et de 0,34 pour 20 MPa, contre 1,14 pour les éprouvettes en gonflement libre, ce qui est cohérent avec le fait que les déformations transversales deviennent plus importantes que les déformations longitudinales. La réduction de ce coefficient est d'autant plus forte que la contrainte est importante, ce qui est tout à fait cohérent avec la notion de "report" de contrainte *[Larive, 1998]*. Pour ces éprouvettes, le coefficient d'anisotropie permet de mieux

rendre compte des phénomènes de report que le pourcentage de réduction des déformations longitudinales imposées, qui montrait une incohérence entre 10 MPa et 20 MPa. En effet, ce coefficient est calculé à partir de l'ensemble des mesures et en particulier leur évolution, alors que le pourcentage ne prend en compte que la mesure finale et est fortement influencé par les décalages à court terme observés sur la Figure II-97.

Malgré des difficultés métrologiques, ces calculs ont donc permis d'identifier des tendances claires dans l'évolution des déformations de l'alcali-réaction dans des bétons soumis à des contraintes mécaniques, sous réserve de raisonner en déformation chimique imposée.

1.3 Mesures sur éprouvettes confinées

Avant de commencer l'analyse des déformations imposées, rappelons les problèmes métrologiques rencontrés pour les éprouvettes frettées à 5 mm qui ont impliqué une incertitude importante, voire peut-être même un biais dans les mesures (cf. Partie I, Chapitre 2).

1.3.1 Déformations des éprouvettes sans contrainte axiale

1.3.1.1 Déformations chimiques "mesurées"

Dans le cas des éprouvettes frettées, la contrainte à laquelle est soumis le béton n'est pas constante dans le temps. En effet, les éprouvettes frettées sont soumises à une contrainte radiale s'accroissant avec l'augmentation du gonflement radial.

Afin d'isoler les déformations d'origine chimique des éprouvettes frettées, nous avons déduit, comme explicité en 1.1.4.2, des mesures de déformations transversales, le retrait mesuré sur les éprouvettes témoins non chargées (Figure II-99).

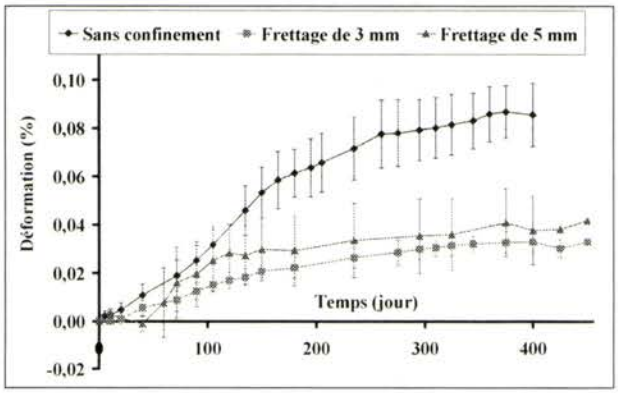


Figure II-99 : Déformations transversales des éprouvettes sans charge axiale, corrigées du retrait

La Figure II-99 montre que les déformations transversales sont réduites de plus de la moitié par les deux frettages. Le fait que le frettage de 5 mm réduise moins le gonflement que le frettage de 3 mm peut s'expliquer par les problèmes métrologiques rencontrés pour ces éprouvettes. En particulier, autour de 50 jours, des déformations importantes et discontinues sont observées alors que les autres éprouvettes ne montrent

que des gonflements réguliers. Le reste de la courbe indique un comportement plus continu et assez proche de celui du frettage de 3 mm.
Dans la direction longitudinale, les déformations brutes obtenues ont, dans un premier temps, été diminuées du retrait axial mesuré sur les éprouvettes témoins non chargées. La Figure II-100 montre ainsi un résultat attendu pour cette étude. En effet, en supposant une conservation du gonflement volumique *[Larive et al., 1996]*, plus le frettage est important, plus les déformations longitudinales sont grandes.

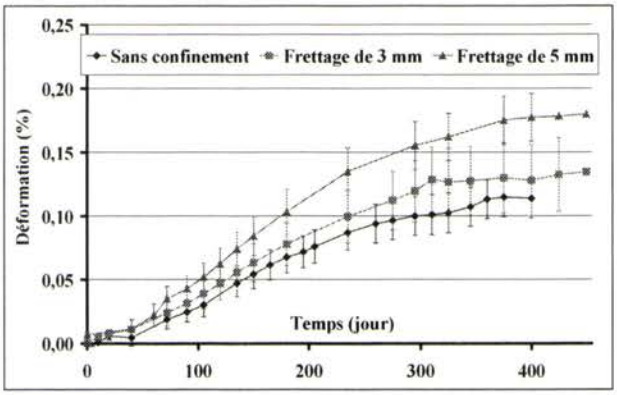


Figure II-100 : Déformations longitudinales des éprouvettes sans charge axiale, corrigées du retrait

En ce qui concerne l'effet des contraintes sur le développement de l'alcali-réaction, les éprouvettes frettées montrent les mêmes résultats que les éprouvettes chargées de manière axiale : les gonflements provoqués par l'alcali-réaction se reportent dans la direction la moins chargée.

1.3.1.2 Déformations chimiques "imposées"

Calcul de la contrainte de confinement

Le calcul mécanique détaillé au début de ce chapitre permet de déterminer les contraintes de confinement correspondant aux déformations radiales mesurées brutes, sans soustraction du retrait, à chaque échéance (Figure II-101).

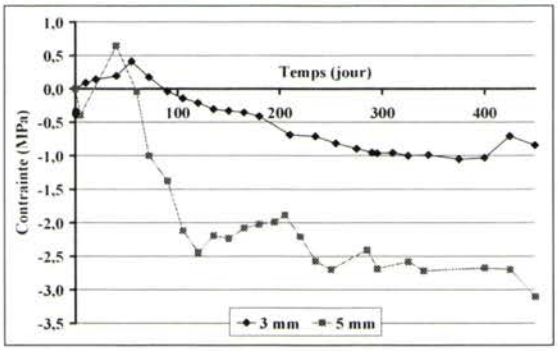


Figure II-101 : Contrainte de confinement dans le béton des éprouvettes frettées sans chargement axial

Le manque de continuité de la courbe correspondant au frettage par les anneaux de 5 mm peut être attribué aux problèmes métrologiques cités ci-dessus. De même, les contraintes de confinement positives (avec un maximum à 0,5 MPa) correspondent à un retrait, qui est lié à l'ordre de grandeur de l'incertitude des mesures de déformations transversales. Cette figure montre que l'irrégularité des contraintes des éprouvettes frettées à 5 mm se produit principalement entre 50 et 120 jours et qu'elle s'explique par l'instabilité des mesures radiales dans cette période (Figure II-99).
Les contraintes correspondant aux déformations mesurées sont donc faibles, à peine de l'ordre de 1 MPa pour le frettage de 3 mm et de 3 MPa pour 5 mm, avec une incertitude importante sur cette seconde valeur. Ce calcul montre que le report de déformations dans une direction perpendiculaire *[Larive et al., 1996]* s'effectue même pour des contraintes très faibles.

Détermination des déformations imposées

Les calculs détaillés en 1.1.2.5 permettent de calculer les déformations chimiques imposées (Figure II-102). Comme précédemment, les résultats de ces calculs ne sont pas toujours cohérents. En ce qui concerne les déformations radiales : l'application des frettages implique une réduction de 25 % pour une contrainte de confinement de 1 MPa (frettage de 3 mm) et une augmentation de 10 % pour une contrainte de compression de l'ordre de 3 MPa (frettage de 5 mm), par rapport aux déformations imposées des éprouvettes en gonflement libre.
Les incohérences liées au frettage de 5 mm renvoient aux problèmes métrologiques décrits ci-dessus. Cependant, les mesures régulières sur les éprouvettes frettées à 3 mm permettent de conclure à une réduction des gonflements imposés de l'ordre de 20 % pour des contraintes radiales faibles de 1 MPa, alors que les éprouvettes chargées dans la direction longitudinale ont montré que la réduction était comprise entre 50 % et 70 % pour des chargements de 10 MPa et de 20 MPa.
Dans la direction longitudinale, les calculs montrent une réduction de 10 % pour le frettage de 3 mm, alors qu'une augmentation était attendue, et une augmentation de 25 % pour le frettage de 5 mm.

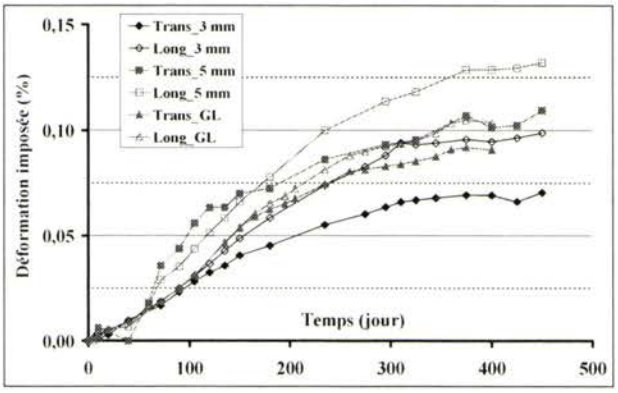


Figure II-102 : Déformations transversales et longitudinales imposées pour les deux frettages et pour les éprouvettes en gonflement libre

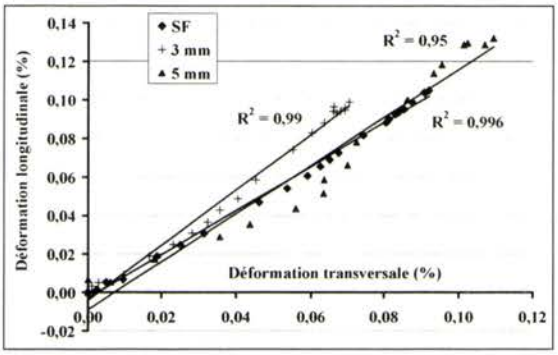


Figure II-103 : Anisotropie des éprouvettes en gonflement libre et des éprouvettes frettées

Les anisotropies des déformations imposées obtenues pour ces éprouvettes sont respectivement de 1,43 et 1,25 pour les éprouvettes frettées à 3 mm et à 5 mm, contre 1,14 pour les éprouvettes en gonflement libre (Figure II-103). Ces valeurs sont cohérentes avec le report des déformations dans la direction longitudinale du fait du frettage. Cependant, le coefficient d'anisotropie devrait être plus important pour le frettage de 5 mm que pour le frettage de 3 mm (cette incohérence est liée aux problèmes métrologiques). La Figure II-103 montre que, pour ces éprouvettes, deux pentes peuvent être définies : une première de 0,8 et une seconde de 1,7. En considérant que les mesures transversales sont principalement perturbées entre 50 et 120 jours (Figure II-99), la seconde pente peut être considérée comme plus représentative de la variation des déformations réelles et donc des gonflements. Ce coefficient semblerait plus cohérent avec les autres mesures.

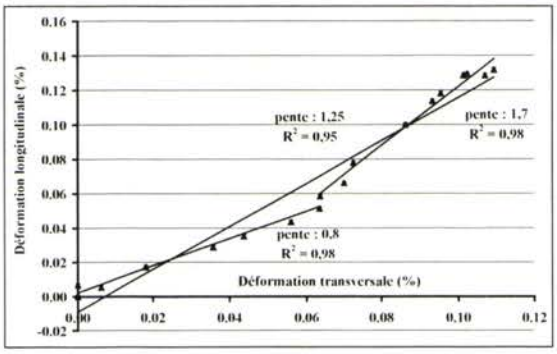


Figure II-104 : Anisotropie des éprouvettes frettées avec les anneaux de 5 mm

1.3.2 Déformations des éprouvettes confinées avec contrainte axiale

1.3.2.1 Mesures brutes

Pour les éprouvettes frettées et soumises à un chargement axial, l'analyse des mesures brutes a été effectuée comme en 1.2.3, en s'affranchissant des phénomènes de retrait et de fluage par soustraction des mesures du béton témoin aux mesures sur béton réactif à chargement axial identique. Ce traitement, lié à notre ignorance du fluage réel d'éprouvettes non frettées, suppose implicitement que les déformations transversales

du béton non réactif chargé restent négligeables pour ne pas mobiliser le confinement (Figure II-105 et Figure II-106).
Les déformations longitudinales des éprouvettes frettées sont proches, quelle que soit l'épaisseur des anneaux, et diffèrent significativement de celles des éprouvettes non frettées (réactives ou non).

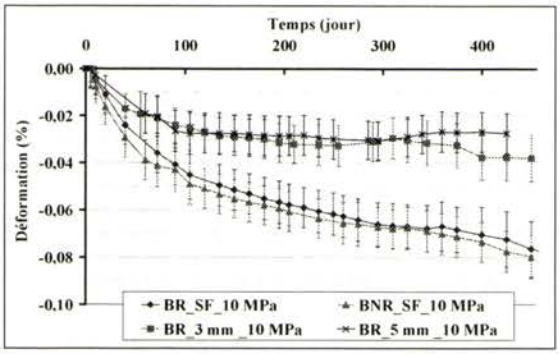


Figure II-105 : Déformations longitudinales sous chargement de 10 MPa (sans frettage et avec frettage de 3 et 5 mm) après recalage à 5 jours

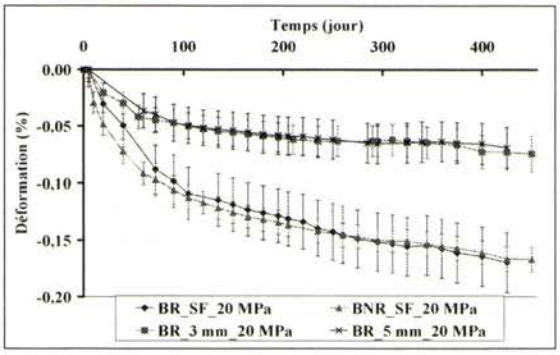


Figure II-106 : Déformations longitudinales sous chargement de 20 MPa (sans frettage et avec frettage de 3 et 5 mm) après recalage à 5 jours

1.3.2.2 Déformations chimiques "mesurées"

En isolant la déformation chimique par déduction du fluage des éprouvettes non réactives, la Figure II-107 indique des déformations longitudinales positives pour les éprouvettes frettées, du même ordre pour les deux frettages.
Les déformations longitudinales mesurées sur les éprouvettes soumises à des contraintes de 20 MPa sont du même ordre pour les deux épaisseurs d'anneaux et sont supérieures aux déformations à 10 MPa. La figure montre également que la différence a lieu dans les 80 premiers jours, alors que dans la même période les éprouvettes en gonflement libre ne montrent pratiquement aucun gonflement (Figure II-86). Ces observations indiquent plutôt des différences de comportement apportées par les différences de fluage à court terme. Le frettage semble donc avoir un impact sur le fluage de ces éprouvettes, que la simple soustraction du fluage d'éprouvettes témoins non frettées ne permet pas d'analyser. En outre, la différence de frettage ne semble pas avoir beaucoup d'influence.

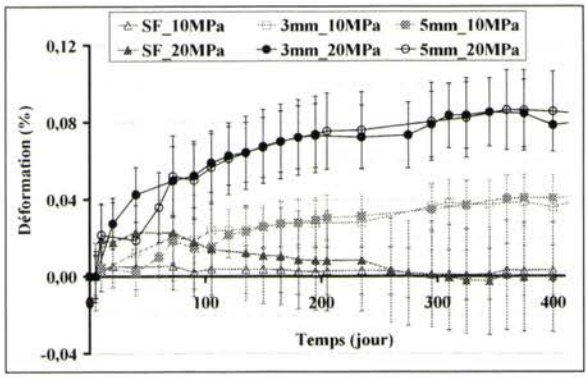


Figure II-107 : Déformations longitudinales chimiques mesurées sur les éprouvettes sous chargement de 10 MPa et 20 MPa, corrigées du retrait et du fluage du béton non réactif (SF : sans frettage)

Les Figures II-108 et II-109 présentent les gonflements transversaux chimiques "mesurés" sous les contraintes axiales imposées et constantes de 10 et 20 MPa.

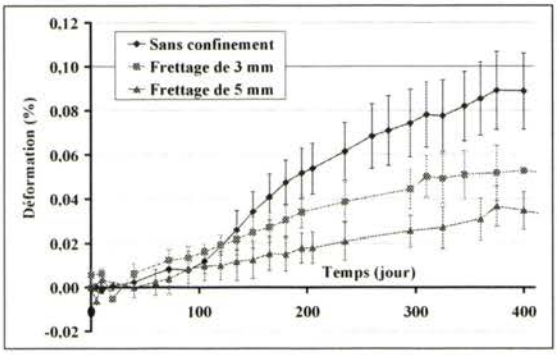


Figure II-108 : Déformations transversales d'éprouvettes avec chargement axial de 10 MPa, corrigées du retrait et du fluage

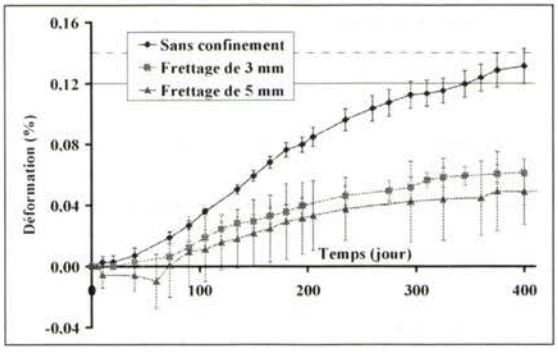


Figure II-109 : Déformations transversales d'éprouvettes avec chargement axial de 20 MPa, corrigées du retrait et du fluage

Quel que soit l'état de confinement, les mesures de déformations montrent toujours des gonflements, même pour un état de confinement maximum (frettage de 5 mm et une contrainte axiale de 20 MPa). Aucun état de contrainte mécanique, même triaxial et à

un niveau relativement élevé par rapport à la résistance en compression du béton, n'a donc été capable de réduire à zéro les effets de l'alcali-réaction. En outre, comme attendu : plus le frettage est important, plus les déformations transversales sont faibles, cette conclusion étant à modérer du fait de la grande hétérogénéité des mesures transversales pour les éprouvettes sous frettage de 5 mm.
De plus, pour le frettage de 3 mm, les gonflements transversaux sont d'autant plus forts que la contrainte axiale est élevée (Figure II-110), ce qui indique un "report de gonflement" d'autant plus important que la contrainte perpendiculaire est élevée. Enfin, les évolutions de déformations sont fortement influencées par ces états de contraintes ; il est en effet difficile de définir des courbes en "S" pour ces gonflements.

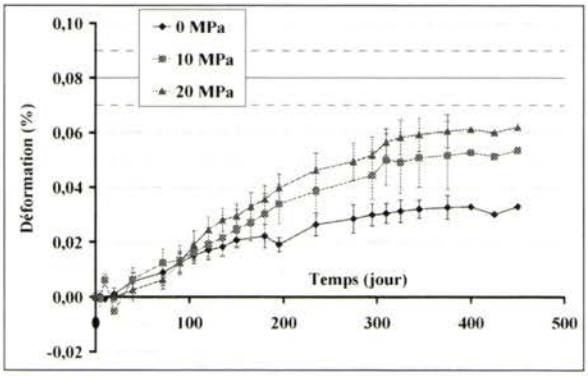


Figure II-110 : Déformations transversales d'éprouvettes avec frettage de 3 mm sans chargement axial et avec chargements axiaux de 10 et 20 MPa, recalées pour soustraire la déformation sous chargement mécanique à 20 jours

1.3.2.3 Déformations chimiques imposées

Contraintes de confinement

Les mesures brutes permettent de calculer les contraintes de confinement (formule au paragraphe 1.1.3) en fonction du temps (Figure II-111).

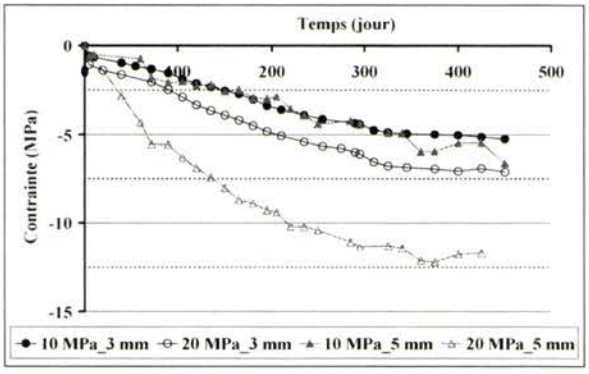


Figure II-111 : Contrainte de confinement dans le béton des éprouvettes frettées avec chargement axial de 10 MPa et 20 MPa

Le Tableau II-13 regroupe l'ensemble des contraintes de confinement (valeur stabilisée au bout de 400 jours environ - valeurs négatives pour des compressions).

Contrainte (MPa)	0 MPa	10 MPa	20 MPa
0 mm	0	0	0
3 mm	-1	-5	-7
5 mm	-3	-5,5	-11,5

Tableau II-13 : Contrainte de confinement à 400 jours

Ces calculs sont cohérents, avec des contraintes de confinement d'autant plus fortes que le frettage est important ou que la contrainte axiale est importante. Dans le cas des éprouvettes chargées, la contrainte de confinement demeure assez nettement inférieure à celle provoquée par le chargement mécanique axial. Cependant, ces contraintes sont également suffisamment importantes pour provoquer un fluage dans la direction radiale. On note que ce calcul ne tient compte que de façon grossière, par l'intermédiaire d'un module différé, du fluage et de la relaxation qui se produisent dans la direction transversale.

Détermination des déformations imposées

Selon les formules établies au paragraphe 1.1.2.5, le calcul des déformations chimiques imposées dans chaque direction a été effectué à partir des déformations chimiques "mesurées" (Figure II-112 et Figure II-113).

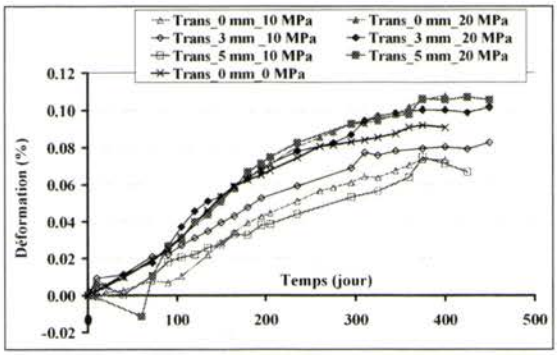


Figure II-112 : Déformations chimiques imposées dans la direction transversale

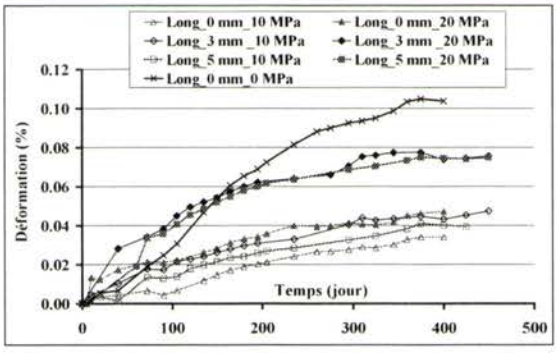


Figure II-113 : Déformations chimiques imposées dans la direction longitudinale

La Figure II-112 montre que les déformations chimiques imposées dans la direction radiale forment deux fuseaux distincts, un pour chaque niveau de chargement. Elle indique donc que, tant que les contraintes de confinement demeurent plus faibles que les contraintes axiales (Tableau II-13), les déformations se "reportent" dans la direction radiale dans la même proportion, quel que soit le frettage. Le "report de gonflement" semble donc s'effectuer principalement dans la direction la moins chargée, même si elle est frettée.
Le Tableau II-14 indique les différences de déformations radiales imposées par rapport aux éprouvettes en gonflement libre. Des réductions comprises entre 10 et 20 % sont observées pour le chargement à 10 MPa et des augmentations de l'ordre de 10 à 20 % sont notées à 20 MPa, alors que le "report" d'expansion devrait n'apporter que des augmentations dans cette direction. Ces déformations radiales imposées ne sont pas significativement différentes, ce qui confirme que le frettage a moins d'effet que la charge axiale.

Pourcentage	0 MPa	10 MPa	20 MPa
0 mm	-	-20	20
3 mm	-25	-10	10
5 mm	10	-20	15

Tableau II-14 : Variation relative (%) des déformations radiales imposées par rapport au gonflement imposé des éprouvettes en gonflement libre dans la direction radiale à 400 jours

Des réductions de déformations axiales imposées du même ordre sont observées entre les éprouvettes non frettées et les éprouvettes frettées pour le chargement de 10 MPa (réduction de 60 % pour les deux frettages et 70 % pour les éprouvettes non frettées - Tableau II-15). Sous 20 MPa, on note une réduction de seulement 30 % pour les éprouvettes frettées contre 55 % pour les éprouvettes non frettées - Tableau II-15). Le résultat à 10 MPa confirme l'effet faible du frettage devant celui de la charge axiale à 10 MPa, ce qui est cohérent avec les valeurs de contraintes de confinement (inférieures à 5,5 MPa pour ces éprouvettes). Tant que la contrainte de confinement est inférieure à la contrainte axiale, l'expansion longitudinale est fortement réduite. Le résultat moins bon à 20 MPa peut s'expliquer par un artefact lié au fluage important pour cette contrainte.

Pourcentage	0 MPa	10 MPa	20 MPa
0 mm	-	-70	-55
3 mm	-10	-60	-30
5 mm	25	-60	-30

Tableau II-15 : Variation relative (%) des déformations longitudinales imposées des différentes éprouvettes par rapport au gonflement imposé des éprouvettes en gonflement libre dans la direction axiale à 400 jours

La notion de "report de gonflement" nous amène à rechercher une analyse liée à la modification des valeurs des coefficient d'anisotropie par l'application des chargements. Le calcul des coefficients d'anisotropie de ces éprouvettes présente les mêmes problèmes que pour les éprouvettes chargées sans confinement, avec des régressions linéaires ne passant pas par l'origine pour les éprouvettes sous 20 MPa. Ces problèmes peuvent s'expliquer par les difficultés à représenter le fluage important

de ce béton à court terme. Ils sont une des raisons de la difficulté de bien représenter les gonflements d'alcali-réaction pour les états de contraintes triaxiaux.

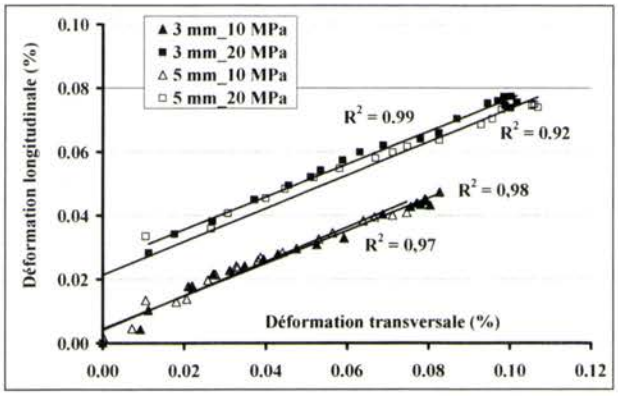


Figure II-114 : Anisotropie des éprouvettes frettées à 3 mm et 5 mm et chargées axialement à 10 MPa et 20 MPa

Cependant, le calcul des coefficients d'anisotropie, qui néglige les artefacts liés au fluage à court terme, permet d'homogénéiser les résultats puisque ceux-ci sont tous compris entre 0,5 et 0,6 (Tableau II-16).

Anisotropie	0 MPa	10 MPa	20 MPa
0 mm	1,15	0,45	0,35
3 mm	1,45	0,5	0,6
5 mm	1,7 (1,25)	0,55	0,55

Tableau II-16 : Coefficients d'anisotropie de l'ensemble des éprouvettes (entre parenthèses, la valeur trouvée en considérant toutes les mesures des éprouvettes correspondantes - cf. paragraphe 1.3.1.2)

Ces résultats sont cohérents avec les calculs de contraintes de confinement. En effet, les contraintes de confinement étant inférieures aux contraintes axiales, les coefficients devaient être inférieurs à 1, ce qui est bien le cas.

1.4 Synthèse des résultats

1.4.1 Analyse des déformations chimiques "mesurées"

D'après Larive *[Larive et al., 1996]*, tant qu'une direction reste libre, les gonflements provoqués par l'alcali-réaction peuvent se reporter dans la direction libre de toute contrainte, ce qui assure la conservation des gonflements volumiques *[Larive et al., 1996]*. Nos résultats confirment cette conclusion. En effet, le gonflement volumique peut être déterminé par la formule :

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_{zz} + 2\varepsilon_{rr}$$

avec $\Delta V/V$, la déformation volumique, ε_{zz}, la déformation longitudinale et ε_{rr}, la déformation transversale.

La Figure II-116 présente ainsi les évolutions dans le temps des gonflements volumiques de toutes les éprouvettes ayant une direction libre.

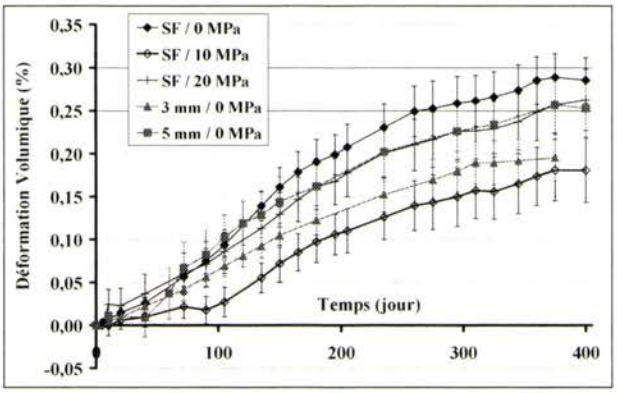


Figure II-115 : Gonflements volumiques d'éprouvettes en gonflement libre et sous chargements axiaux de 10 et 20 MPa ou radiaux avec frettage de 3 mm et 5 mm sans charge axiale, corrigés du retrait et du fluage

Eu égard aux hétérogénéités classiques des gonflements d'alcali-réaction, les valeurs de gonflements volumiques sont relativement proches. Ainsi, malgré les faibles gonflements transversaux des éprouvettes sous chargement de 10 MPa par rapport à ceux en gonflement libre, le gonflement volumique n'est inférieur que de 0,1 % (0,18 % contre 0,28 % aux éprouvettes en gonflement libre).
En outre, le gonflement volumique est du même ordre en gonflement libre et sous 20 MPa, contrairement aux résultats de Larive *[Larive et al., 1996]*. Pourtant, comme dans son étude, la charge de fluage est de l'ordre de 50 % de la résistance mécanique à 28 jours (39 MPa) et devrait causer une microfissuration pouvant servir de "vase d'expansion".

1.4.2 Analyse des déformations imposées issues d'un re-calcul complet

L'analyse précédente ne peut être effectuée qu'à condition qu'une direction reste libre pour que le "report" puisse avoir lieu. En revanche, une analyse analogue peut être effectuée à partir des déformations chimiques volumiques "imposées" pour l'ensemble des éprouvettes.
La déformation volumique répond à une formule analogue :

$$\frac{\Delta V}{V}^{imp} = \varepsilon_{zz}^{imp} + 2\varepsilon_{rr}^{imp}$$

avec $\Delta V/V^{imp}$, la déformation volumique imposée, ε_{zz}^{imp}, la déformation longitudinale imposée et ε_{rr}^{imp}, la déformation transversale imposée.
La Figure II-116 montre des différences légèrement supérieures à celles observées pour les déformations volumiques chimiques "mesurées", mais pour l'ensemble des éprouvettes, y compris celles soumises à des états de contrainte multi-axiaux.

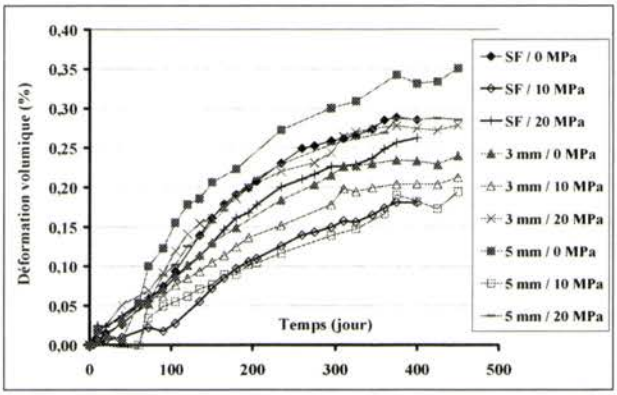


Figure II-116 : Gonflements volumiques d'éprouvettes en gonflement libre et sous chargements uniaxiaux (axiaux de 10 et 20 MPa ou radiaux avec frettage de 3 mm et 5 mm sans charge axiale) corrigés du retrait et du fluage

Cette augmentation de la plage des valeurs obtenues est principalement provoquée par les éprouvettes frettées à 5 mm et sans chargement axial, pour lesquelles les difficultés métrologiques ont déjà été discutées et dont les déformations transversales semblent être surévaluées (Figure II-99).

Déformations volumiques imposées et état de confinement

Afin de vérifier que les variations de déformations volumiques n'étaient pas liées à l'état de contrainte, nous avons tracé sur la Figure II-117 le ratio des déformations volumiques des différentes éprouvettes avec la déformation volumique des éprouvettes en gonflement libre, en fonction de la contrainte moyenne au cœur du matériau :

$$\sigma_{moy} = \frac{1}{3}(\sigma_{zz} + 2.\sigma_{rr})$$

avec σ_{zz}, la contrainte axiale (appliquée par les bâtis de fluage) et σ_{rr}, la contrainte radiale (due au confinement).

Cette contrainte permet d'avoir une représentation simple de l'état de contrainte total de l'éprouvette.

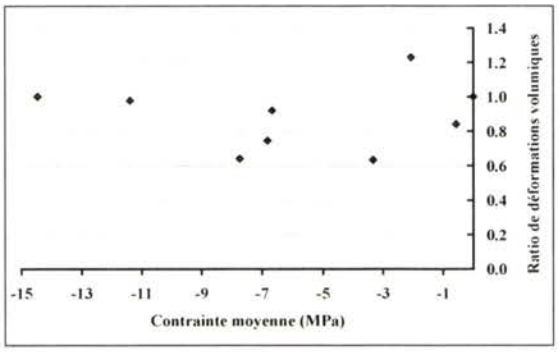


Figure II-117 : Comparaison des gonflements volumiques des différentes éprouvettes en fonction de la contrainte moyenne à 400 jours

La Figure II-117 montre que le ratio évolue entre 0,6 et 1,2, et ne dépend pas selon une tendance claire de l'état de confinement total. En effet, les valeurs les plus faibles

(entre 0,6 et 0,7) sont obtenues pour des contraintes moyennes de compression de 3 MPa et 8 MPa, alors qu'on observe une valeur de 1 pour une contrainte moyenne de 11 MPa et 14 MPa (charge axiale de 20 MPa et frettages de 3 mm ou 5 mm).
Quelle que soit la nature des contraintes appliquées aux éprouvettes, la déformation volumique imposée semble donc rester du même ordre. Les écarts constatés sont principalement provoqués par l'incertitude des mesures et par l'hétérogénéité des phénomènes liés à l'alcali-réaction. Cette analyse est également entachée de l'incertitude relative à la prise en compte simplifiée du fluage longitudinal et / ou radial, notamment pour les éprouvettes frettées, ce qui mériterait des investigations et analyses complémentaires.

Anisotropie des déformations imposées et déviateur des contraintes
La notion de déviateur nous permet de représenter l'influence de l'état de contrainte sur le caractère anisotrope des expansions imposées. Sur la Figure II-96, nous avons représenté les coefficients d'anisotropie calculés pour toutes les éprouvettes, en fonction de la composante normale du déviateur de contraintes selon l'axe (Oz). Cette composante s'écrit :

$$s_{zz} = \sigma_{zz} - \sigma_{moy}$$

Ainsi, cette figure permet d'illustrer le phénomène de "report de gonflement" avec les contraintes de compression. En effet, plus la compression est importante dans la direction (Oz), plus l'anisotropie (ε_{long} sur ε_{trans}) est faible. Au contraire, moins la compression est importante dans cette direction, plus l'anisotropie est forte.

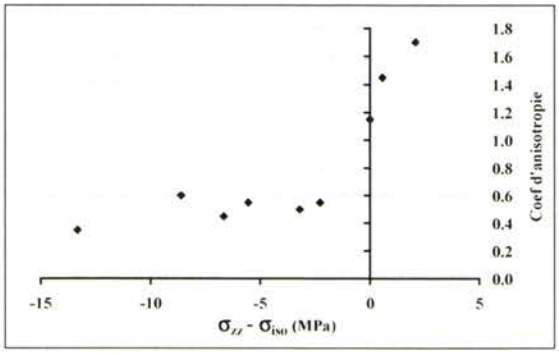


Figure II-118 : Comparaison du coefficient d'anisotropie en fonction de la composante normale du déviateur de contraintes selon l'axe (Oz)

Par conséquent, il peut être conclu que les contraintes ont un effet important sur les effets mécaniques de l'alcali-réaction avec des reports de gonflements dans les directions les moins chargées, et ainsi une modification du caractère anisotrope des déformations chimiques imposées. Même si cette analyse demeure très incomplète, elle indique plusieurs pistes possibles pour représenter les effets des contraintes sur les gonflements d'alcali-réaction. Toutefois, il reste à mener une analyse plus complète, capable de prendre en compte tous les phénomènes se développant dans les éprouvettes, pour affiner ces conclusions et relier quantitativement l'anisotropie des déformations dues à l'alcali-réaction à l'anisotropie de l'état de contrainte.

2 - Effet des armatures sur des poutres soumises à un gradient de séchage

L'objet principal de cette partie de l'étude est de mettre en évidence l'influence des armatures sur les déformations provoquées par l'alcali-réaction. Comme de nombreuses études expérimentales l'ont montré, la présence d'armatures induit une réduction apparente des expansions *[Inoue et al., 1989], [Swamy, 1989], [Koyanagi et al., 1992], [Rigden et al., 1992], [Jones & Clark, 1996], [Ahmed et al., 1998], [Fan & Hanson, 1998], [Ballivy et al., 2000]*. Le comportement structurel des trois poutres armées est comparé au comportement des poutres non armées, afin de déterminer l'effet des armatures sur le comportement de ces corps d'épreuve. Puis, avec toutes les précautions que nous ont dictées les calculs précédents, des calculs structurels considérant les gonflements d'alcali-réaction comme des déformations imposées sont présentés de la même façon que dans le chapitre précédent.

2.1 Déformations verticales

2.1.1 Cas des poutres témoins

Pour des bétons classiques, le BPEL indique que les déformations de retrait d'un béton armé sont obtenues en multipliant le retrait du béton non armé par le coefficient :

$$k_s = \frac{1}{1+20\rho_s}$$

où ρ_s est la proportion d'acier par rapport à la section de béton *[BPEL, 1991]*. Pour ces poutres témoins, ce pourcentage représenterait une différence de l'ordre de 8 %. Du fait des incertitudes de mesure, dues en particulier à leur mise en œuvre sur des structures de telle taille, et à l'hétérogénéité du comportement du béton, une telle différence est difficilement significative.

Ainsi, dans la direction verticale, les déformations des deux poutres témoins P3 et P6 sont particulièrement proches, avec des écarts absolus maximums de l'ordre de 0,005 %, ce qui est de l'ordre de la précision de mesure (Figure II-119).

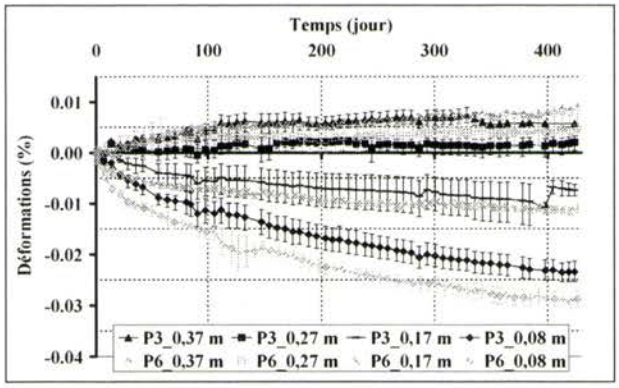


Figure II-119 : Comparaisons des déformations verticales des poutres témoins non réactives

Cette figure permet donc de conclure qu'à la précision près, les déformations verticales des deux structures témoins sont identiques.

2.1.2 Cas des poutres réactives

Toujours dans la direction verticale, les taux d'armatures sont de 0,13 % pour les poutres faiblement armées P4 et P6 et 0,24 % pour la poutre fortement armée P5. Les Figure II-120 et Figure II-121 montrent des déformations verticales plus faibles pour les poutres armées que pour la poutre non armée à toutes les profondeurs, ce qui indique un impact des armatures sur les gonflements verticaux. Cependant, cette diminution n'est pas constante en fonction de la profondeur.

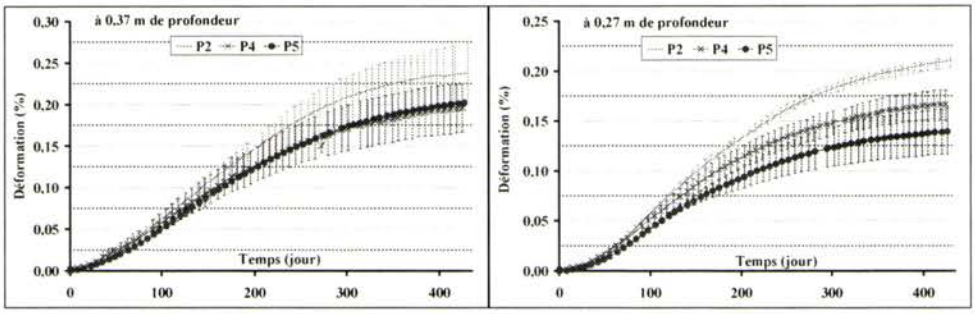


Figure II-120 : Comparaisons des déformations verticales des poutres réactives à 0,37 m et 0,27 m de profondeur

En effet, à 0,37 m de profondeur, les poutres faiblement et fortement armées ont des déformations égales, inférieures d'environ 15 % à celle de la poutre non armée ; alors qu'à 0,27 m, la réduction est plus importante pour la poutre la plus armée (34 % de réduction pour P5 contre 21 % pour P4).

Moins le béton est saturé et sujet aux gonflements d'alcali-réaction, plus l'effet de réduction augmente ; ainsi, à 0,17 m et 0,08 m, elle est de plus de 50 % pour les deux poutres armées (Figure II-121).

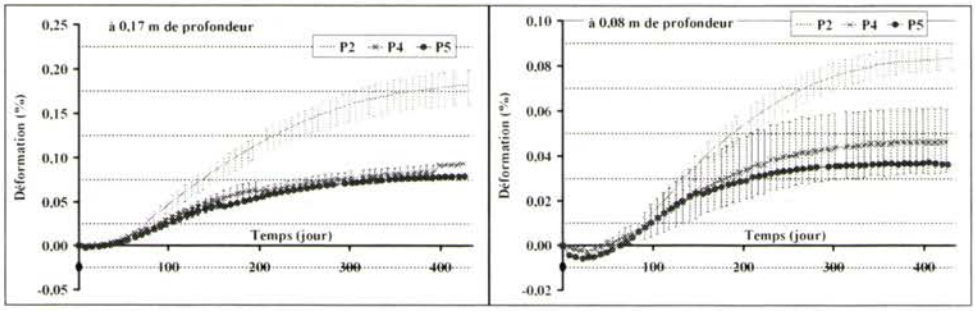


Figure II-121 : Comparaisons des déformations verticales des poutres réactives à 0,17 m et 0,08 m de profondeur

Pourtant, la section des cadres étant constante sur toute la hauteur de la poutre, la réduction de déformation devrait être du même ordre et peut être estimée avec un modèle théorique simple. En effet, en considérant que dans la direction verticale, les poutres sont des successions de blocs prismatiques de dimensions b, la largeur des

poutres (0,25 m), et s_t, l'espacement entre deux cadres d'effort tranchant (Figure II-122), du fait de la symétrie des armatures, la nullité du torseur des efforts internes se réduit à l'équation des résultantes, qui s'écrit :

$$N = E_b s_t \int_0^b (\varepsilon(y) - \varepsilon_{imp}) dy + A E_s \varepsilon_s = 0$$

avec : E_b : module d'Young du béton,
E_s : module d'Young de l'acier,
A : la section d'acier (2HA8 pour P4, et 2HA12 pour P5),
$\varepsilon(y)$: la déformation de la section qui, du fait de la symétrie du problème, est constante sur toute la largeur de la poutre,
ε_{imp} : la déformation imposée.

En considérant une adhérence parfaite entre les aciers et le béton, la résolution est immédiate et la déformation résultante s'écrit :

$$\varepsilon = \varepsilon_{imp} \frac{b}{b + A\frac{n}{s_t}}$$

avec n = 3 x E_s / E_b, le coefficient d'équivalent acier / béton à long terme.
La réduction de déformations s'écrit alors :

$$\left(\frac{\varepsilon_{imp} - \varepsilon}{\varepsilon_{imp}}\right) \times 100 = \left(1 - \frac{b}{b + A.n/s_t}\right) \times 100$$

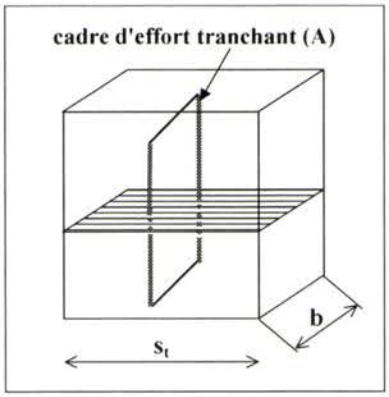


Figure II-122 : Bloc prismatique contenant un cadre d'effort tranchant

Elle est donc bien constante quel que soit ε_{imp} (et donc sur toute la hauteur des poutres) et peut ainsi être estimée de l'ordre de 2 % pour la poutre faiblement armée et de 8 % pour la poutre fortement armée. Malgré l'hypothèse d'adhérence parfaite, cette réduction est loin de 50 %. Même en considérant que l'impact des armatures n'est pas effectif sur toute la longueur s_t, mais uniquement sur, par exemple, 0,10 m, la réduction n'est que de 7 % pour la poutre faiblement armée et de 15 % pour la poutre fortement armée. Ce calcul simplifié indique que ces réductions doivent être

expliquées par d'autres phénomènes que celui de "précontrainte" du béton par les aciers.
Un de ces phénomènes peut être le report de déformations dans les autres directions, comme l'ont montré les essais de gonflements sous contraintes ; cependant l'analyse des autres directions ne montre aucun phénomène de ce type.
En outre, il faut noter que les déformations moyennes à 0,37 m et 0,27 m, calculées à partir des valeurs des trois poutres, sont respectivement de 0,212 % avec un coefficient de variation de 10 % et de 0,172 % avec un coefficient de variation de 21 %, ce qui est de l'ordre des hétérogénéités de gonflements mesurées sur éprouvettes. Cependant, à 0,17 m et 0,08 m, les coefficients de variation sont de l'ordre de 45 %. Ces valeurs d'hétérogénéité seraient élevées ; cependant, comme dans la direction transversale, ces déformations sont mesurées dans des zones proches de la surface de séchage (la mesure à 0,17 m se faisant en fait entre 0,12 m et 0,22 m), et les différences peuvent s'expliquer par des pénétrations plus ou moins profondes du séchage.
Enfin, les poutres armées présentent une fissuration de la surface de séchage plus importante que la poutre non armée (Annexe 9). Cette fissuration peut servir de vase d'expansion aux gels et peut ainsi être la cause d'expansions moins importantes.

La Figure II-123, représentant les mesures de déformations verticales globales, semble également indiquer des réductions de déformations pour les poutres armées. Cependant, le coefficient de variation obtenu en calculant la moyenne et l'écart type des mesures des trois poutres n'est que de 30 %.

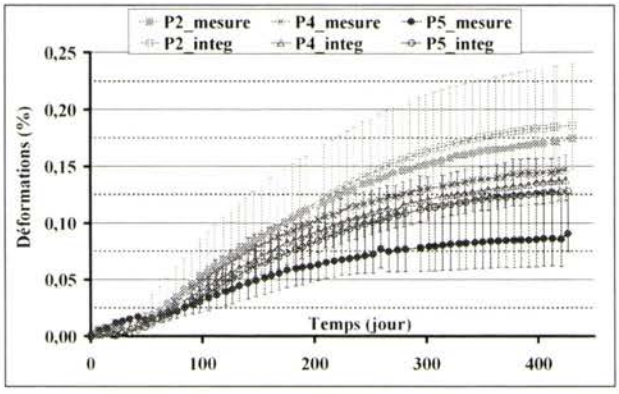


Figure II-123 : Comparaisons des déformations verticales globales mesurées et calculées par intégration des déformations locales des poutres réactives

Par ailleurs, le calcul d'intégration des déformations mesurées par les extensomètres internes montre une cohérence satisfaisante pour la poutre faiblement armée. En revanche, la cohérence est moins bonne pour la poutre fortement armée (P5). Ainsi le résultat de l'intégration indique une déformation supérieure, qui demeure dans le fuseau des déformations de la poutre P5, mais très éloignée de la valeur moyenne. Ce résultat montre que les armatures ont un effet important sur les déformations mesurées au niveau de la peau de la poutre (mesures par les extensomètres externes) mais peu d'influence à cœur (intégration des extensomètres internes). Le coefficient de variation obtenu par l'intermédiaire des déformations calculées par intégration des quatre

extensomètres internes n'est que de 20 %, de l'ordre de grandeur des hétérogénéités obtenues sur éprouvettes.

Bilan

Les réductions de déformations n'étant pas constantes le long de la hauteur des poutres, elles ne peuvent pas être provoquées par un effet de "mise en précontrainte" du béton. En outre, le comportement global obtenu par intégration des déformations internes est de l'ordre des hétérogénéités de gonflement. Ce résultat indique également que les armatures n'ont pas un effet systématique dans cette direction, ce qui confirme les conclusions de *[Smaoui, 2003]* quant à l'absence de réduction des expansions par les cadres d'effort tranchant. En revanche, la présence des cages d'armature a un effet sur les déformations mesurées au niveau de la peau de l'ouvrage et provoque une fissuration plus importante qui pourrait jouer le rôle de vase d'expansion, ce qui limiterait les gonflements chimiques à certaines profondeurs et montre la complexité de l'analyse des phénomènes d'alcali-réaction et le nombre important de paramètres nécessaires à une modélisation fine de cette pathologie. Globalement, l'effet des aciers dans la direction verticale peut donc être résumé en deux points : un effet réducteur faible pour les gonflements du béton situé à proximité et une perturbation des gonflements par un effet initiateur de fissuration.

2.2 Déformations transversales

Dans cette direction, le taux d'armatures (constituées des cadres d'effort tranchant) est deux fois plus faible que pour la direction verticale (0,07 % contre 0,13 % pour la poutre faiblement armée et 0,12 % contre 0,24 % pour la poutre fortement armée).

2.2.1 Cas des poutres témoins

Comme pour la direction verticale, la Figure II-124 illustre plus la dispersion des mesures que la différence du comportement d'une poutre armée par rapport à une poutre non armée.

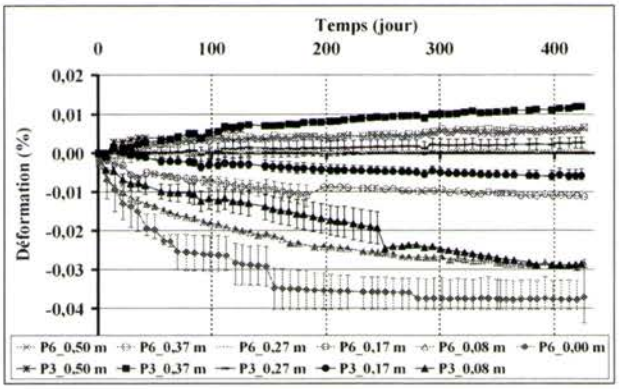


Figure II-124 : Comparaison des déformations transversales des poutres témoins non réactives

Ainsi, les mêmes conclusions peuvent être tirées pour la poutre témoin armée que pour la poutre témoin non armée : le gradient hydrique implique des déformations positives entre 0,27 m et 0,50 m de profondeur, un retrait faible à 0,17 m et un retrait de séchage

important entre la face de séchage et 0,08 m de profondeur, ce qui s'accorde parfaitement avec le profil hydrique moyen.

2.2.2 Cas des poutres réactives

En préambule, il faut signaler que les signaux d'un grand nombre d'extensomètres transversaux de la poutre fortement armée (P5) n'ont pu être enregistrés jusqu'à la fin. Ainsi, alors qu'au début de l'expérimentation, au moins deux extensomètres fonctionnaient à toutes les profondeurs, il ne restait à la fin de la phase de séchage qu'un seul point de mesure à 0,17 m, 0,27 m et 0,37 m de profondeur, et les trois extensomètres à 0,08 m.

Le comportement du béton au niveau de la face de séchage est proche pour toutes les poutres, avec des retraits moyens compris entre 0,04 % et 0,05 % (Figure II-125). Ainsi, aucune différence n'apparaît à ce niveau du fait des armatures ou de la formulation du béton. A 0,08 m de profondeur, les déformations de la poutre fortement armée sont moins importantes que celles des deux autres poutres. La différence ne semble pas pouvoir être attribuée aux armatures, car la poutre faiblement armée montre des déformations moyennes du même ordre que la poutre non armée (Figure II-125). En outre, la valeur moyenne des déformations pour les trois poutres est de 0,041 % avec un écart type de 0,015 %, soit un coefficient de variation de l'ordre de 35 %, qui reste faible surtout pour une zone de béton où les conditions hydriques ne peuvent pas être exactement identiques sur les trois poutres (à comparer avec les valeurs d'hétérogénéité dans les éprouvettes sous aluminium).

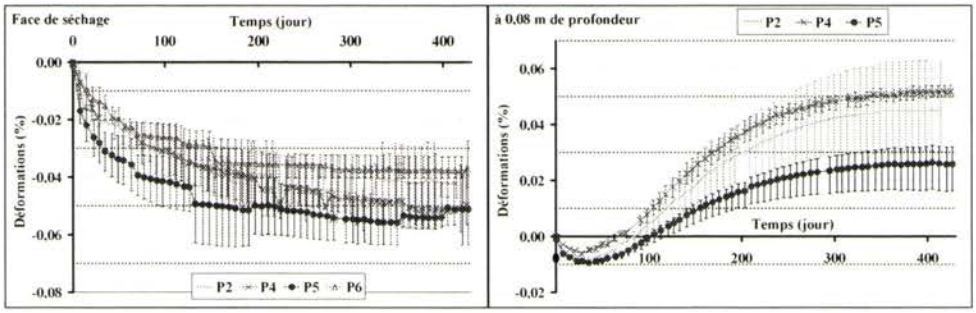


Figure II-125 : Comparaison des déformations transversales de la face de séchage des poutres réactives et de la poutre témoin armée et déformations à 0,08 m de profondeur des poutres réactives

Entre 0,17 m et 0,37 m de profondeur, les déformations des trois poutres réactives dosées normalement en alcalins sont très proches. Afin de simplifier la représentation, nous n'avons tracé sur un même graphique que les déformations à 0,17 m et 0,37 m de profondeur et le fuseau de déformations de la poutre non armée (Figure II-126).

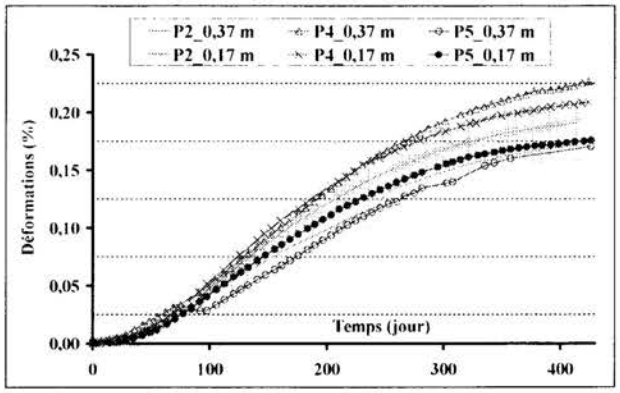


Figure II-126 : Comparaison des déformations transversales des poutres réactives entre 0,17 m et 0,37 m de profondeur

Cette figure montre que les déformations moyennes dans la poutre faiblement armée sont en haut du fuseau et que celles de la poutre fortement armée sont en partie inférieure, sans qu'aucune diminution ou augmentation systématique ne soit repérable. En outre, la valeur moyenne des déformations pour ces trois poutres entre 0,17 m et 0,37 m est de 0,195 % avec un écart type de 0,025 %, soit un coefficient de variation de 12,5 % qui caractérise donc un phénomène d'hétérogénéité de gonflement inférieur à celui obtenu sur l'ensemble des éprouvettes. Il peut donc être conclu que les déformations des trois poutres réactives dosées à 1,25 % de Na_2O_{eq} entre 0,17 m et 0,37 m de profondeur ne sont affectées dans leur ensemble ni par les armatures, ni par le séchage, et peuvent donc être ramenées à une seule et même valeur moyenne, complétée de l'écart type correspondant.

Ainsi, pour l'ensemble des poutres, l'effet du séchage n'est ressenti que jusqu'à 0,08 m de profondeur, avec des déformations de retrait en fibre supérieure et un gonflement faible à 0,08 m de profondeur.

L'analyse des déformations au niveau de la face immergée est rendue difficile par le nombre limité d'extensomètres ayant fonctionné jusqu'au bout de cette première phase. En effet, pour les deux poutres armées réactives, un seul extensomètre a fonctionné jusqu'à la fin des 14 mois. La Figure II-127 montre le résultat de ces mesures.

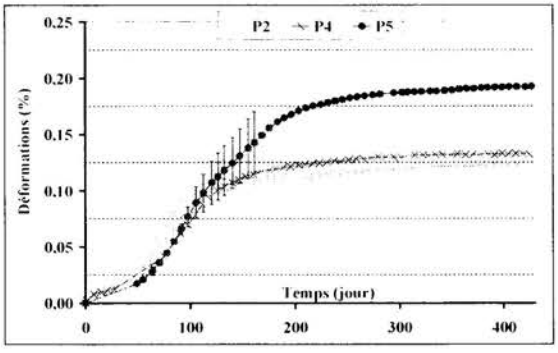


Figure II-127 : Comparaison des déformations transversales des poutres réactives entre 0,17 m et 0,50 m de profondeur

Ainsi, la fibre inférieure en contact avec l'eau montre un gonflement rapide, atteignant pour toutes les poutres un palier entre 120 et 200 jours. La valeur finale pour les poutres P2 et P4 est de l'ordre de 0,12 %, ce qui est nettement inférieur aux déformations transversales internes. Pour la poutre P5, la déformation atteint une valeur supérieure à celles des deux autres poutres (près de 0,20 %).
Une fois de plus, la poutre non armée et la poutre faiblement armée ayant le même comportement, aucune conclusion systématique ne peut être tirée concernant l'influence des armatures sur ces déformations transversales. Cependant, les différences peuvent s'expliquer par l'impact de la fissuration des surfaces sur lesquelles sont fixés les extensomètres. En effet, les extensomètres de la poutre non armée sont situés aux abscisses 1,5 m et 3 m, pour lesquelles la fissuration est peu ouverte ou principalement transversale (Annexe 9). Il en est de même pour la poutre faiblement armée, dont le seul extensomètre fonctionnant est situé à l'origine des abscisses, dans une zone peu fissurée, mais encadrée par deux fissures transversales proches. En revanche, la base de mesure de l'extensomètre transversal externe de la poutre fortement armée, situé à l'abscisse 3 m, est traversée par une fissure longitudinale et donc perpendiculaire à la mesure (Annexe 9). Or, le phénomène d'anisotropie peut s'expliquer par l'accroissement de la pression du gel d'alcali-réaction sur les faces des premières fissures qui apparaissent *[Larive & al. 2000-a]*. Ainsi, les fissures des faces immergées des poutres perturbent les mesures de déformations, alors que les mesures effectuées au cœur du matériau sont moins gênées car la fissuration est moins répandue et moins ouverte. Pour la poutre faiblement armée, la seule mesure transversale sur la face immergée est encadrée par deux fissures transversales. Les déformations doivent donc se reporter dans la direction longitudinale (au moins dans la partie proche de cette mesure). En revanche, pour la poutre fortement armée dont la fissuration dans le voisinage de la mesure est principalement longitudinale, la déformation se reporte dans la direction perpendiculaire, ce qui permet d'expliquer les différences de déformations mesurées.

Bilan

Tout comme dans la direction verticale, la cage d'armatures (0,07 % pour la poutre faiblement armée et 0,12 % pour la poutre fortement armée) ne semble pas avoir d'impact significatif sur les gonflements d'alcali-réaction des poutres dans la direction transversale, ce qui confirme les conclusions de l'étude expérimentale récente *[Smaoui, 2003]*, si ce n'est une incidence indirecte de la fissuration.

2.3 Comportement structurel dans la direction longitudinale

2.3.1 Comportement structurel

Comme pour les poutres non armées, le comportement structurel des poutres armées est caractérisé par leurs déformations longitudinales selon la hauteur (Figure II-128), par leurs flèches, ainsi que par la comparaison des deux par intégration de la courbure de la section droite qui est définie par les déformations longitudinales des extensomètres externes (Figure II-129).
Les déformations longitudinales des deux poutres réactives et armées apparaissent plus perturbées que dans le cas des poutres non armées, ce qui peut être expliqué par des perturbations locales causées par les armatures. Ainsi, la déformation de la poutre

fortement armée (P5) à 0,37 m de profondeur est très vite bloquée, alors que des gonflements continuent à se produire dans le reste de la poutre. Ce phénomène s'explique par la présence de l'armature longitudinale inférieure qui se situe entre 0,40 m et 0,43 m de profondeur, soit à peine 0,03 m au-dessous de ces extensomètres. Cependant, cette impression est principalement due à un effet d'échelle (déformations globalement plus faibles) puisque les écarts quadratiques entre la section droite définie par la droite reliant les deux extensomètres externes extrêmes (0,03 m et 0,47 m de profondeur) et les extensomètres internes ne sont que de l'ordre de 0,015 % pour les deux poutres réactives, ce qui est légèrement inférieur aux poutres non armées. Cependant, le comportement structurel de ces deux poutres est globalement moins régulier que celui des poutres non armées. Ainsi, les mesures des trois extensomètres externes ne sont pas parfaitement alignées contrairement aux poutres précédentes.

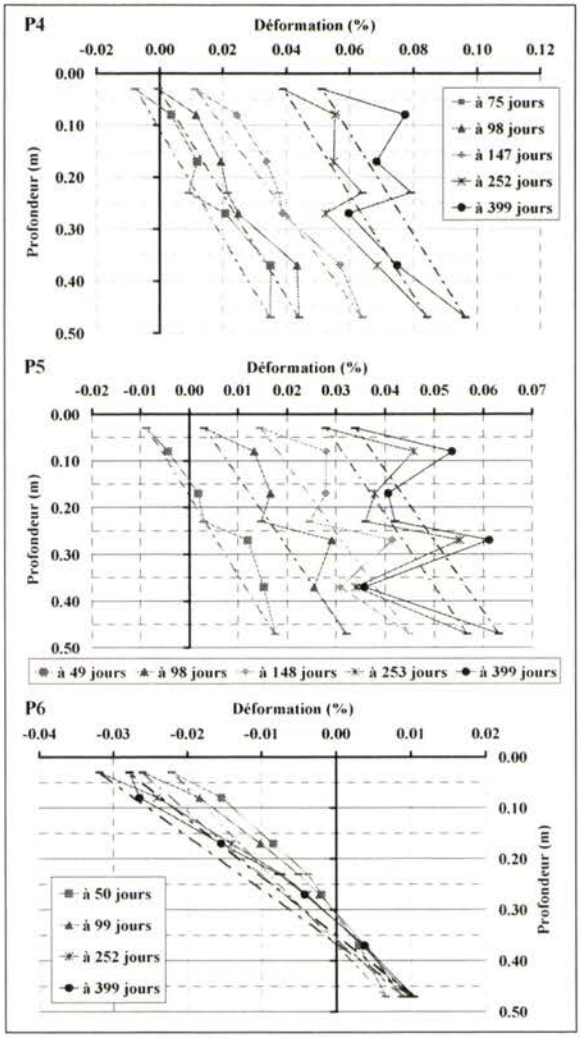


Figure II-128 : Sections droites moyennes des trois poutres armées

Néanmoins, la Figure II-129 montre une corrélation entre les mesures de flèches par capteurs de déplacement et par intégration de la courbure déterminée par les extensomètres externes, qui est assez bonne, avec des coefficients de corrélation R^2 de l'ordre de 0,9 pour la poutre réactive faiblement armée et la poutre témoin. Les écarts quadratiques entre les mesures et les flèches calculées sont de l'ordre de 0,12 mm à mi-portée pour la poutre réactive et 0,06 mm pour la poutre témoin, soit 11 % et 6 % de la flèche finale.

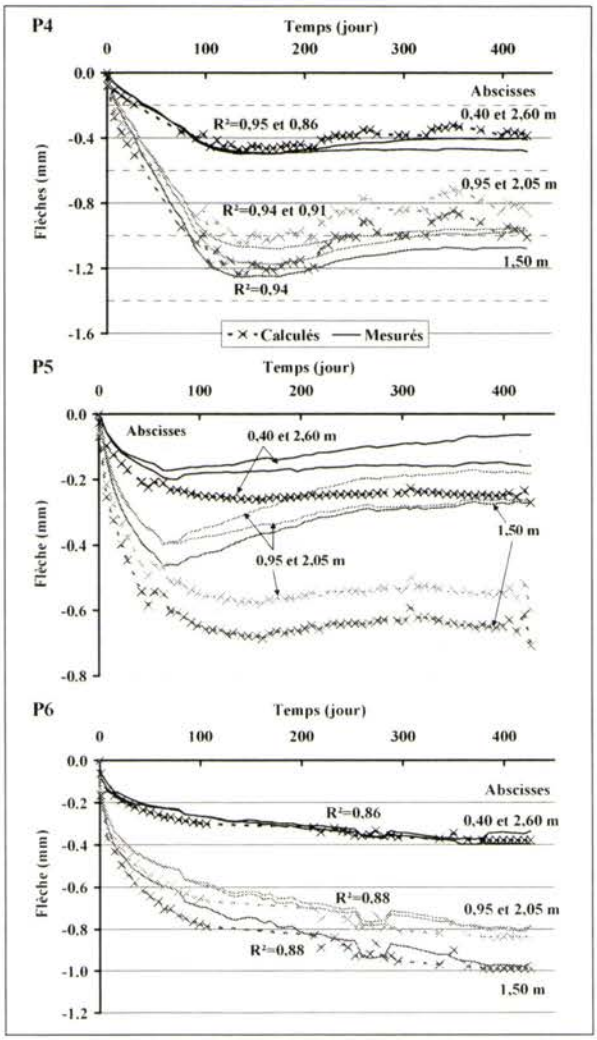


Figure II-129 : Corrélation entre les évolutions de flèches mesurées par les capteurs de déplacement et obtenues par intégration de la courbure de la section droite, pour les trois poutres armées

En revanche, cette corrélation n'est pas du tout vérifiée dans le cas de la poutre fortement armée, avec un écart quadratique maximal entre les mesures et les flèches calculées de l'ordre de 0,30 mm. Cette valeur à peine supérieure à celle de la poutre

non armée P2, montre que les perturbations sont du même ordre sur la plupart des poutres. Elles doivent donc provenir principalement du montage des extensomètres et des capteurs de déplacement sur les poutres, qui implique un écart quadratique absolu difficile à diminuer, quelles que soient les déformations des poutres.
Cependant, en remarquant que la partie basse de la poutre P5 était particulièrement fissurée (Annexe 9) et que les déformations des extensomètres externes n'étaient pas vraiment alignées pour cette poutre, nous avons effectué le calcul une seconde fois en définissant la section droite par les extensomètres externes situés à 0,03 m et 0,23 m de profondeur (Figure II-130).

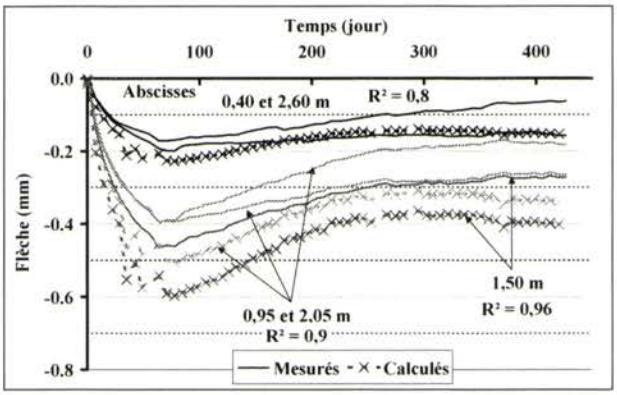


Figure II-130 : Corrélation entre les évolutions de flèches mesurées par les capteurs de déplacement et les évolutions de déplacement obtenues par intégration de la courbure de la seconde section droite redéfinie pour la poutre fortement armée

Le résultat est alors largement amélioré avec des coefficients de corrélation R^2 de 0,8 pour les abscisses de 0,40 m et 2,60 m et de l'ordre de 0,9 pour les autres mesures. Dans ce calcul, l'écart quadratique entre mesures et calculs n'est plus que de l'ordre de 0,10 mm à mi-portée, soit environ 30 % de la flèche finale mesurée.

Bilan

Cette analyse a permis de vérifier la cohérence des différentes mesures. Ainsi, le signal des extensomètres placés à 0,47 m de profondeur sur la poutre fortement armée présente un comportement incohérent par rapport au comportement de structure de la poutre et aux autres mesures (deux moyennes d'extensomètres à cordes vibrantes de même nature et 10 mesures de déplacement). Les fissures de la face immergée des poutres semblent avoir perturbé la mesure de déformation, ce qui peut être expliqué par un effet local de la fissuration sur les points de fixation des extensomètres. En terme de modélisation, ce problème souligne qu'il ne faut pas s'arrêter à quelques incohérences mais bien analyser le comportement global des structures en privilégiant les mesures dont les comportements sont cohérents. Ainsi le comportement longitudinal des poutres peut être défini par deux grandeurs, comme par exemple la déformation à 0,23 m de profondeur et la flèche à mi-portée. Finalement, cette analyse a permis de montrer que ces trois corps d'épreuve se comportaient comme des structures de type "poutre", en respectant l'hypothèse de Navier-Bernoulli.

2.3.2 Déformations des poutres armées par rapport aux poutres non armées

La comparaison des déformations mesurées sur les poutres armées faiblement (P4) et fortement (P5) avec celles mesurées sur la poutre réactive non armée (P2) permet de quantifier l'effet des armatures sur le comportement structurel de ces corps d'épreuve. Conformément à la conclusion de la partie précédente, cette comparaison utilise les déformations mesurées près de l'axe neutre par des extensomètres externes[2] (Figure II-131) et la flèche moyenne à mi-portée (Figure II-132), qui constituent les indications les plus fiables.

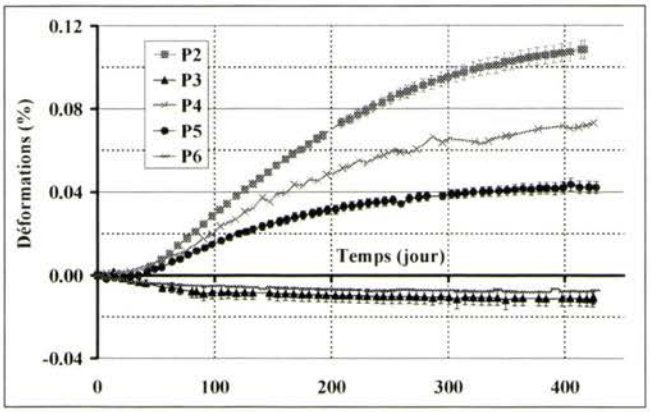


Figure II-131 : Comparaison des déformations mesurées près de la fibre neutre (0,23 m de profondeur) des cinq poutres dosées normalement en alcalins

La déformation moyenne de la poutre témoin armée P6 est en partie haute du fuseau des déformations mesurées sur la poutre non armée. De plus, elle n'est supérieure à celle de la poutre non armée que de 0,003 %, soit 30 µm/m, ce qui est à peine supérieur à la précision de ce moyen de mesure. Ainsi, comme pour les autres directions, il est impossible de conclure à une réduction. De plus, les flèches mesurées à mi-portée sont pratiquement identiques (Figure II-132). La différence illustre de façon concrète que la précision qui peut être attendue pour la mesure de flèche, mise en œuvre sur ces structures de grandes dimensions subissant des levages fréquents pour pesage, est de l'ordre de 50 µm.

Pour les poutres réactives, la Figure II-131 montre les effets importants des armatures sur les déformations des deux poutres armées, avec une réduction de l'ordre de 40 % et 60 % de la déformation moyenne des poutres à la fin de la phase de séchage.

Intuitivement, le fonctionnement de ces poutres peut être expliqué par une mise en traction des armatures inférieures causée par les gonflements d'alcali-réaction *[Inoue et al., 1989], [Bach et al., 1992] [Ahmed et al., 1998]*. Les aciers exercent alors en retour un effort de compression important sur le béton de la partie basse des poutres armées. Ce mécanisme peut être assimilé à une "mise en précontrainte" intérieure à la section, en fibre inférieure. Pendant la phase de séchage, le développement des gonflements chimiques en fibre supérieure étant pratiquement nul, les armatures

[2] Du fait d'un mauvais fonctionnement des extensomètres externes placés à 0,23 m de profondeur sur la poutre P4, cette déformation moyenne a été déduite des déformations à 0,03 m et 0,47 m en supposant une section parfaitement plane.

supérieures ne sont pratiquement pas mobilisées et les deux poutres réactives armées se comportent alors comme des poutres "précontraintes" en fibre inférieure.
La similitude du comportement de ces poutres avec celui de poutres précontraintes se poursuit dans l'analyse des flèches à mi-portée (Figure II-132).

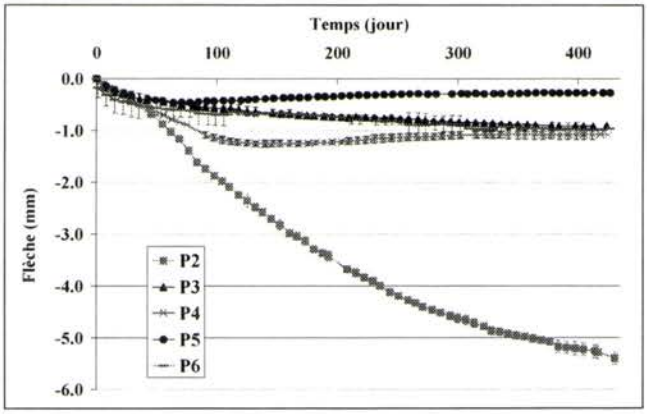


Figure II-132 : Comparaison des flèches à mi-portée des cinq poutres dosées normalement en alcalins

En effet, les flèches des deux poutres réactives armées commencent par augmenter pendant les 100 premiers jours. Puis, une fois que les gonflements sont suffisamment importants pour mobiliser les armatures, les flèches stagnent, avant de diminuer, traduisant une légère "remontée". Ce comportement peut donc s'expliquer par l'apparition d'une "précontrainte de nature chimique" dans la partie basse, confirmant ainsi des résultats antérieurs *[Inoue et al., 1989], [Bach et al., 1992] [Ahmed et al., 1998]*.
Par conséquent, du fait de la réduction des déformations et de cet effet de "précontrainte", les armatures induisent des flèches à mi-portée relativement faibles : environ 1,08 mm pour la poutre faiblement armée (P4) et de l'ordre de 0,27 mm pour la poutre fortement armée (P5) à la fin de la phase de séchage contre 5,5 mm pour la poutre réactive non armée (P2). Elles sont finalement du même ordre, voire inférieures à celles des poutres témoins non réactives.
Pour un même gonflement imposé, les efforts qui se développent dans les aciers sont d'autant plus importants que les aciers ont une section importante. Ainsi, l'effet de "précontrainte" intervient plus rapidement dans la poutre fortement armée (évolution positive de la flèche après environ 70 jours d'exposition) que pour la poutre moins ferraillée (flèche stable autour de 120 jours d'exposition et légère remontée après 180 jours). Cependant, il est curieux d'observer que les diminutions de flèche sont finalement du même ordre pour les deux poutres (environ 0,2 mm en fin de séchage).
Le comportement structurel des poutres armées réactives semble donc pouvoir être interprété par l'effet de "précontrainte chimique" mis en évidence par la comparaison des déformations longitudinales moyennes et des flèches à mi-portée. Les modélisations des effets structurels de l'alcali-réaction doivent donc être capables de représenter ce phénomène.

2.4 Analyse mécanique des poutres armées

2.4.1 Equilibre du torseur des efforts intérieurs

Dans la direction longitudinale, l'équilibre du torseur des efforts internes s'écrit comme pour les poutres non armées, en ajoutant les efforts introduits par les aciers des poutres :

$$\begin{cases} N = \int_0^h \sigma(z).b.dz + A\sigma_{st} + A'\sigma_{sc} = 0 \\ M_f = \int_0^h \sigma(z).z.b.dz + dA\sigma_{st} + d'A'\sigma_{sc} = 0 \end{cases}$$

avec σ_{st} : contrainte dans les aciers tendus, **A**, leur aire et **d**, leur bras de levier par rapport à la fibre supérieure,

σ_{sc} : contrainte dans les aciers comprimés, **A'**, leur aire et **d'**, leur bras de levier par rapport à la fibre supérieure.

Dans le domaine élastique, $\sigma_s = E_s.\varepsilon_s$ et, dans le cadre de l'hypothèse de Navier-Bernoulli, les déformations dans la section peuvent s'écrire :

$$\varepsilon(z) = \varepsilon'_0.z + \varepsilon_0.$$

Enfin, en supposant une adhérence parfaite entre l'acier et le béton, les contraintes dans les aciers s'écrivent :

$$\sigma_{st} = E_s(\varepsilon'_0 d + \varepsilon_0) \text{ et } \sigma_{sc} = E_s(\varepsilon'_0 d' + \varepsilon_0)$$

Le système s'écrit alors :

$$\begin{cases} \varepsilon'_0\left(\frac{h^2}{2} + \frac{n}{b}(dA + d'A')\right) + \varepsilon_0\left(h + \frac{n}{b}(A + A')\right) = \int_0^h \varepsilon_{imp}(z).dz = I_N \\ \varepsilon'_0\left(\frac{h^3}{3} + \frac{n}{b}(d^2A + d'^2A')\right) + \varepsilon_0\left(\frac{h^2}{2} + \frac{n}{b}(dA + d'A')\right) = \int_0^h \varepsilon_{imp}(z).z.dz = I_M \end{cases}$$

avec $n = E_s / E_b$, le coefficient d'équivalent acier - béton à long terme, calculé à chaque pas de temps avec E_s = 200000 MPa et E_b mesuré sur éprouvettes (le module d'Young du béton est calculé pour chaque échéance par interpolation linéaire). Comme précédemment, ce système se résout simplement. L'expression des solutions étant plus lourde, ces dernières ont été détaillées en Annexe 10.

2.4.2 Résolution et discussion par rapport aux données de validation

Le système a été résolu pour les trois poutres armées avec des hypothèses de déformations imposées détaillées ci-après pour chacune d'entre elles. Les résultats sont présentés sous forme de courbes moyennes, complétées par les fuseaux d'incertitudes types.

2.4.2.1 Poutre témoin armée

Le premier calcul a été mené sur la poutre témoin armée avec les mêmes déformations hydriques imposées que pour la poutre témoin non armée (Figures II-133 et II-134) :

- en fibre supérieure, l'évolution du retrait a été évaluée à partir des pertes de masses à 0,02 m de profondeur en utilisant la loi "perte de masse locale - déformation de retrait de séchage" établie dans le Chapitre II-1,
- en partie médiane, les déformations ont été prises uniformes et égales à ε_{alu}, déformation moyenne mesurée sur les éprouvettes conservées sous aluminium,
- en partie inférieure immergée ou atteinte par le front de remouillage, les déformations ont été prises égales à ε_{eau}, déformation moyenne mesurée sur les éprouvettes conservées en eau.

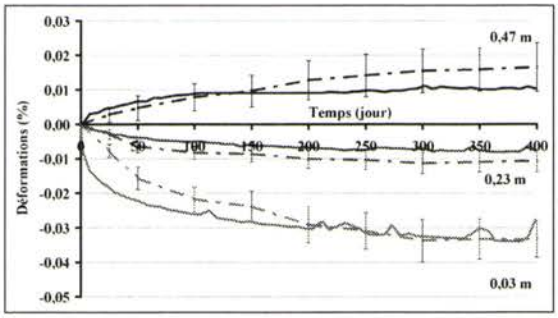


Figure II-133 : Comparaison des déformations mesurées et calculées sur la poutre témoin armée à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur

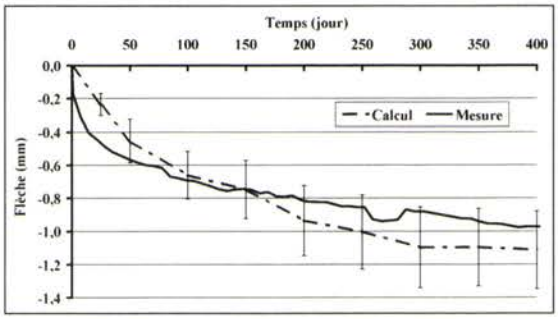


Figure II-134 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées et calculées sur la poutre témoin armée

Comme pour la poutre témoin non armée, la déformation en fibre inférieure est surévaluée. Cependant, pour ce calcul, la différence est légèrement moins importante et l'écart entre la flèche calculée et la flèche mesurée est d'environ 140 µm, soit moins de 15 % de la flèche mesurée. Ainsi, les valeurs mesurées sont dans les fuseaux d'incertitude des valeurs calculées, ce qui témoigne d'une prédiction assez bonne.

2.4.2.2 Poutres réactives armées

En ce qui concerne les poutres réactives, une des difficultés de ce calcul est d'estimer précisément le profil de déformations imposées. En effet, le calcul sur la poutre réactive non armée a permis de montrer l'influence importante de la fissuration sur les déformations des structures et les deux poutres armées sont des poutres qui se sont particulièrement fissurées (Annexe 9). Par ailleurs, les calculs effectués lors de l'analyse des expérimentations de gonflements sous contrainte ont montré qu'en

présence de contraintes importantes, les déformations imposées ne pouvaient être directement déterminées à partir des valeurs des éprouvettes en gonflement libre.
Pour tous ces calculs, nous sommes partis des profils de déformations imposées établies dans le Chapitre 3 :

- déformations de retrait entre la face de séchage et 0,08 m de profondeur,
- gonflement des éprouvettes conservées sous aluminium entre 0,08 m et 0,12 m de profondeur,
- gonflement du béton sans variation de masse (déduit des mesures sur éprouvettes conservées sous aluminium et des éprouvettes conservées en eau) entre 0,12 m de profondeur et le front d'eau remontant depuis la face inférieure des poutres,
- gonflement des éprouvettes conservées en eau dans toute la partie immergée ou atteinte par le front d'imbibition.

Cependant, ces calculs n'ont pas réellement permis de distinguer l'hypothèse la meilleure concernant la représentation des effets de l'anisotropie dans les poutres : déformations imposées égales aux mesures sur prismes (bonne représentation à court terme) ou déformations imposées calculées en supposant un gonflement isotrope dans toutes les directions (bonne représentation à long terme). Nous avons donc effectué les calculs en utilisant les deux hypothèses et nous avons confronté les résultats aux mesures.
Afin de mener l'analyse du comportement de ces poutres, nous avons choisi de commencer par deux calculs simples : un calcul supposant les déformations imposées égales aux mesures sur prismes et un calcul supposant des gonflements isotropes, selon toute la hauteur des poutres. Ces premiers calculs n'étant pas conformes aux mesures, deux hypothèses distinctes ont alors été définies afin de prendre en compte, dans un premier temps, l'influence de la fissuration, et dans un second temps, l'influence des contraintes de compression. La succession de ces différents calculs permet d'étudier les apports de toutes ces hypothèses pour retrouver les déformations mesurées sur ces poutres.
L'hypothèse de Navier-Bernoulli a été vérifiée sur les deux poutres réactives armées. Leur comportement structurel peut donc être synthétisé par seulement deux données du comportement longitudinal. Toutes les analyses suivantes ont donc été basées sur la comparaison des déformations des poutres à 0,23 m de profondeur, d'une part, et de la flèche à mi-portée, d'autre part.

Hypothèses ne tenant pas compte de la fissuration

Les premiers calculs ont consisté à évaluer l'influence mécanique des aciers et leur capacité à empêcher les déformations, sans faire d'hypothèse sur la fissuration. Dans cette configuration, les déformations imposées ont été prises égales, d'une part, aux mesures sur prismes selon toute la hauteur des poutres (Calcul 1) et, d'autre part, calculées à partir des mesures sur prismes et sur cylindres, en considérant un gonflement isotrope dans toute la poutre (Calcul 2). La prédiction est assez moyenne pour les deux poutres (Figures II-135 et II-136).
En effet, ces calculs permettent de retrouver dans tous les cas l'allure de la déformation à 0,23 m de profondeur, avec des écarts absolus de moins de 30 µm/m entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées. En revanche, ils ne permettent pas du tout de retrouver les ordres de grandeur des flèches. Ils montrent ainsi que le comportement

des poutres armées réactives ne peut pas s'expliquer par la simple adhérence des aciers empêchant le gonflement du béton environnant.

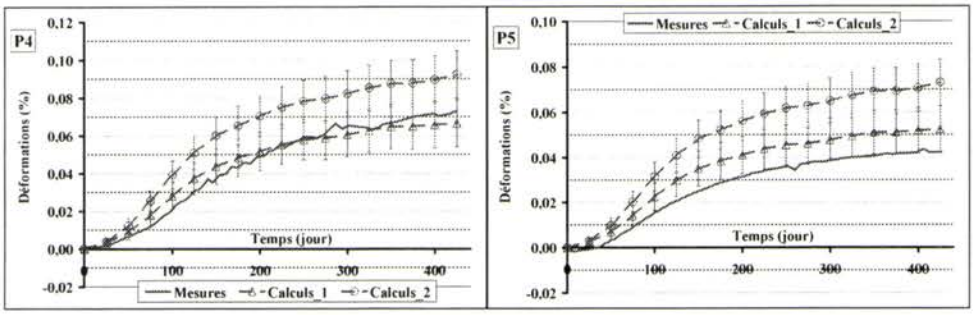


Figure II-135 : Comparaison des déformations mesurées et calculées à 0,23 m de profondeur dans l'hypothèse de déformations imposées égales aux mesures sur prismes (Calcul 1) et en considérant un gonflement isotrope dans toute la poutre (Calcul 2)

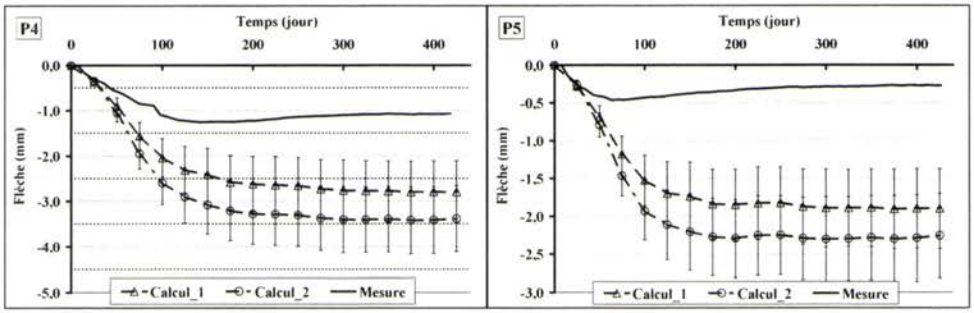


Figure II-136 : Comparaison des flèches mesurées et calculées dans l'hypothèse de déformations imposées égales aux mesures sur prismes (Calcul 1) et en considérant un gonflement isotrope dans toute la poutre (Calcul 2)

Hypothèse tenant compte de la fissuration

L'étude des poutres non armées ayant montré l'influence de la fissuration sur le caractère anisotrope des gonflements imposés, il est légitime de se poser la même question dans le cas des poutres armées. Ces poutres présentent une fissuration importante en partie basse (Annexe 9) qui peut avoir une influence sur les déformations imposées.

Dans ce cas, la fissuration des poutres est principalement longitudinale. Les déformations imposées dans la partie fissurée doivent donc être prises égales aux déformations mesurées parallèlement à la fissuration, c'est-à-dire dans la direction où les expansions sont les plus faibles, et donc mesurées sur prismes. Cette hypothèse ne modifie en rien le calcul 1. En revanche, il modifie les données du calcul 2, qui considère que dans tout le reste de la poutre, supposée non fissurée, les déformations sont isotropes ("Calcul 2-bis").

Comme pour la poutre réactive non armée, la détermination de la zone fissurée est difficile. De plus, dans ces poutres, la fissuration est longitudinale et ne peut donc pas être déterminée directement à partir du calcul développé ci-dessus. En fait, elle s'explique par le développement de contraintes de compression liées à l'action des

armatures qui empêchent les gonflements chimiques principalement dans la direction longitudinale, ce qui a souvent été noté sur ouvrage *[Bérubé & Carles-Gibergues, 1992], [Godart & Leroux, 1995], [Godart et al., 1999]*.
Pour estimer la profondeur des fissures, nous avons supposé une propagation linéaire en fonction du temps avec une fissuration nulle à 75 jours et une fissuration de 0,12 m pour la poutre faiblement armée et de 0,15 m pour la poutre fortement armée à 425 jours. L'apparition à 75 jours se justifie par l'observation sur le corps d'épreuve faiblement armé d'une fissuration autour de 90 jours d'exposition. Estimer que la profondeur de fissuration peut atteindre 0,15 m peut sembler exagérer. En effet, les observations sur ouvrages montrent que la fissuration atteint rarement plus de 0,05 m, ne dégradant pas le cœur de l'ouvrage *[Bérubé et al., 1989], [Bach et al., 1992], [Bérubé & Carles-Gibergues, 1992]*. Cependant, d'une part, d'autres auteurs observent que le cœur est tout de même dégradé par une microfissuration *[Cope & Slade, 1992]*, d'autre part, d'autres investigations sur ouvrage réel ont montré une fissuration importante atteignant le cœur de la structure *[Ono & Taguchi, 2000]*. Notre estimation s'appuie sur l'observation de deux fissurations : une, longitudinale, sur la face immergée, et une fissure horizontale, à environ 0,12 m de la face inférieure sur les faces latérales de cette poutre (Annexe 9). Ces deux types de fissuration pourraient avoir tendance à reporter les gonflements dans les directions transversale et verticale dans une zone proche de 0,12 m de hauteur. Pour la poutre la plus armée, la fissuration n'a été notée qu'à partir d'environ 200 jours. Cette apparition tardive peut s'expliquer par un enrobage plus important que prévu, de l'ordre de 65 mm (contre 40 mm pour la poutre faiblement armée). En revanche, il est légitime de supposer qu'elle est apparue plus tôt au cœur du matériau. La profondeur de 0,15 m se justifie par rapport à la profondeur de ces armatures.
Les calculs effectués permettent de retrouver les allures des déformations dans les deux poutres réactives et armées (Figures II-137 et II-138). Ils approchent mieux le comportement des poutres en conservant l'hypothèse de gonflements imposés isotropes, sans obtenir réellement une bonne prédiction de la flèche.

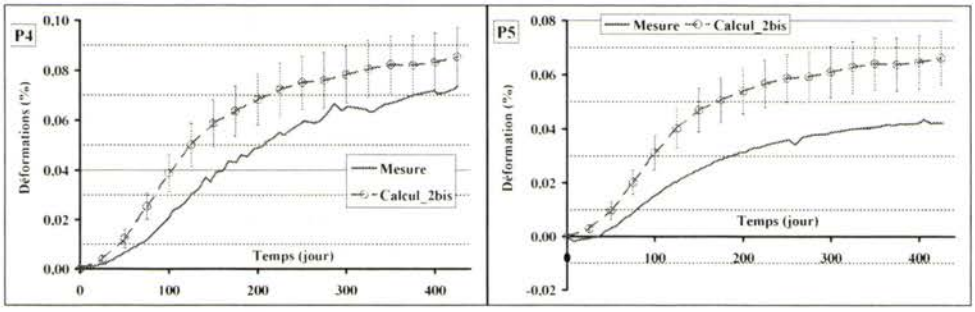


Figure II-137 : Comparaison des déformations mesurées et calculées à 0,23 m de profondeur, dans l'hypothèse de déformations imposées affectées par la fissuration inférieure

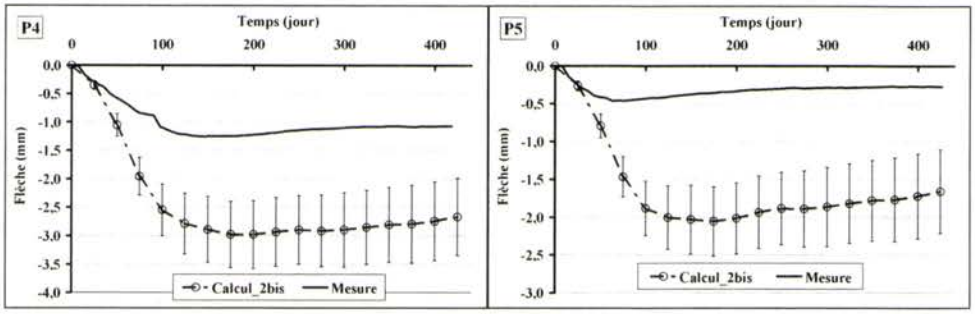


Figure II-138 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées et calculées dans l'hypothèse de déformations imposées affectées par la fissuration inférieure

Par conséquent, ces calculs montrent que, contrairement à la poutre non armée, la prise en compte du faciès de fissuration dans la détermination des déformations imposées ne permet pas à elle seule de retrouver le comportement des poutres et qu'une autre explication doit être trouvée.

Cette explication est apportée par le calcul des contraintes dans la partie basse des poutres. En effet, dans la zone atteinte par le front de remontée d'eau, les contraintes calculées montrent une mise en compression importante du béton. Ces contraintes de compression ont été calculées sur toute la hauteur de béton atteint par le remouillage. Quelle que soit l'hypothèse concernant les gonflements imposés, elles dépassent 5 MPa pour la poutre faiblement armée et 8 MPa pour la poutre fortement armée, après environ 50 jours, et donc avant fissuration. A ces mêmes échéances, la poutre non armée présentait des contraintes de traction. L'analyse des expérimentations de gonflements sous contrainte a permis de montrer que de telles contraintes de compression pouvaient impliquer un report de gonflement. Nous avons donc supposé, dans un second temps, que les déformations longitudinales imposées dans la partie basse étaient réduites de manière significative du fait de l'apparition de ces contraintes.

Hypothèse de report de gonflement dans la partie comprimée

Pour mieux représenter les effets des armatures, nous avons choisi de revenir aux profils de déformations imposées ne tenant pas compte de la fissuration, c'est-à-dire avec des gonflements imposés déduits des mesures sur prismes (Calcul 1) ou supposant un gonflement isotrope dans toute la poutre (Calcul 2).

La Figure II-139, représentant le profil de déformations imposées et la section qui résulte du calcul à 150 jours, montre que, du fait de ce profil simplifié, toute la zone immergée et atteinte par le front de remontée capillaire est comprimée.

De plus, elle montre que l'hypothèse du passage brutal entre une déformation nulle à une déformation imposée égale à la mesure sur éprouvettes sous aluminium à 0,08 m de profondeur implique, entre 0,08 m et environ 0,25 m, une zone de compression. Cependant, dans la réalité, les gonflements imposés à ces profondeurs doivent être inférieurs. En effet, à 0,08 m, l'humidité relative interne n'est que de l'ordre de 85 % et les gonflements imposés résultants doivent donc être inférieurs à ceux sous aluminium. Dans ce cas, les contraintes de compression seraient moindres.

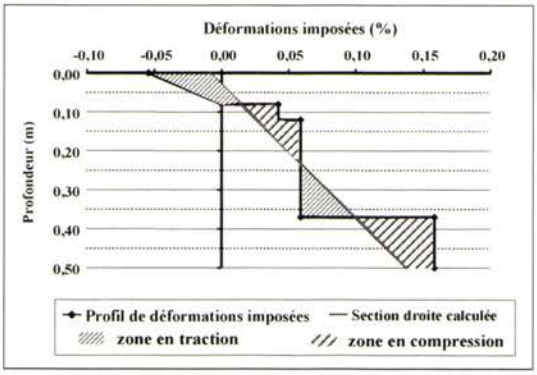


Figure II-139 : Profil de déformations imposées isotropes et section droite résultante à 150 jours pour la poutre faiblement armée (Calcul 2)

Dans le cadre de notre représentation simplifiée, nous avons supposé qu'il n'y avait aucune modification de gonflement imposé dans toute la partie médiane de la poutre (zone avec perte de masse faible et sans perte de masse sur le profil des variations relatives de masse) et un gonflement imposé réduit dans la partie en eau ou atteinte par le front de remontée capillaire. On obtient donc :

$$\begin{cases} h \le z < h - \left(0{,}07 + D\sqrt{t}\right) & \Rightarrow \varepsilon_{imp}(z) = \alpha.\varepsilon_{eau} \\ h - \left(0{,}07 + D\sqrt{t}\right) \le z < d & \Rightarrow \varepsilon_{imp}(z) = \varepsilon_{\delta m=0} \\ d \le z < 0{,}08 & \Rightarrow \varepsilon_{imp}(z) = \varepsilon_{alu} \\ 0{,}08 \le z < 0 & \Rightarrow \varepsilon_{imp}(z) = \varepsilon_{ret}(-z+d)/d \end{cases}$$

avec α, coefficient de réduction du gonflement imposé dans la zone inférieure comprimée et ε_{eau}, le gonflement du béton immergé.

Le calcul a alors consisté à déterminer le coefficient de réduction du gonflement imposé α afin de minimiser l'écart entre la déformation à 0,23 m de profondeur et la flèche à mi-portée ainsi calculées, et celles mesurées. Les Figures II-140 et II-141 montrent le résultat de ce calcul.

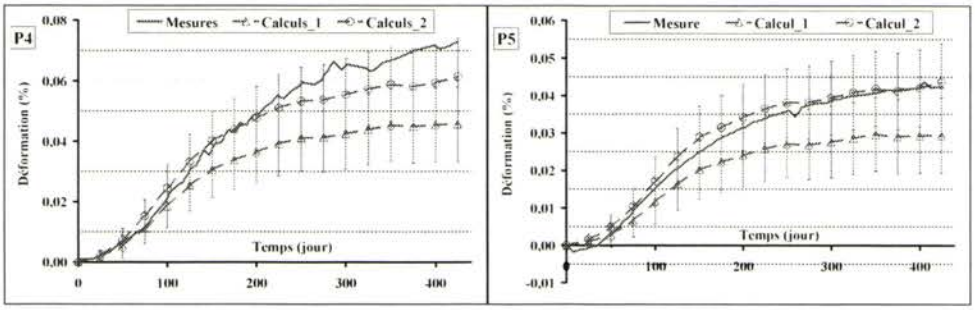


Figure II-140 : Comparaison des déformations mesurées et calculées à 0,23 m de profondeur dans l'hypothèse de report de déformation dans les directions les moins contraintes

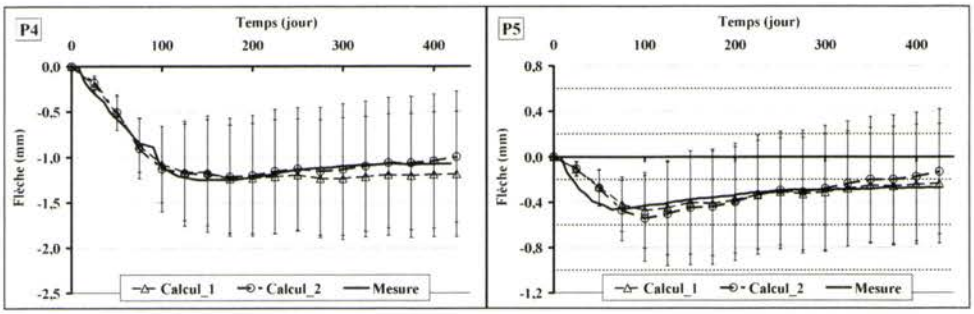


Figure II-141 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées et calculées à partir de l'hypothèse de report de déformations dans les directions les moins contraintes

L'écart quadratique (évalué sur sept échéances) entre les déformations ainsi calculées à 0,23 m de profondeur et celles mesurées est de 0,015 % (150 µm/m) pour le calcul 1 et de moins de 0,007 % (70 µm/m) pour le calcul 2 de la poutre faiblement armée, et respectivement de 0,008 % (80 µm/m - calcul 1) et 0,001 % (10 µm/m - calcul 2) pour la poutre fortement armée. L'écart entre les flèches est de moins de 0,09 mm pour le calcul 1 des deux poutres et de moins de 0,10 mm pour le calcul 2. Ces calculs permettent donc de bien retrouver le comportement de ces poutres armées, avec une déformation à 0,23 m de profondeur mieux estimée par le calcul 2, supposant des gonflements isotropes.

Les réductions par rapport aux gonflements mesurés sur prismes dans la zone comprimée sont respectivement de 50 % et de 75 % pour les poutres P4 et P5. Ils sont de 60 % et 75 % par rapport aux gonflements isotropes. Dans cette configuration, les contraintes moyennes de compression atteintes dans la partie inférieure des poutres ne dépassent jamais 2 MPa dans les poutres pour les deux calculs. En revanche, signalons que cette réduction moyenne est extrêmement simplifiée. Ainsi, l'application d'un tel coefficient moyen à toutes les échéances entraîne des contraintes de traction (inférieures à 2 MPa) dans cette même zone aux dernières échéances. Ce calcul permet principalement de retrouver et d'expliquer le comportement des poutres. Cependant, la détermination précise de la réduction réelle des déformations imposées, qui doit varier dans le temps et dans la hauteur des poutres en fonction de l'équilibre des auto-contraintes à chaque pas de temps, impose des calculs plus fins et itératifs.

Les réductions de déformations imposées, nécessaires pour retrouver le comportement longitudinal des poutres armées, sont du même ordre que celles déterminées pour les éprouvettes non frettées en gonflement sous contrainte axiale. En effet, les réductions de gonflement imposé pour ces éprouvettes étaient comprises entre 55 % et 70 % pour des contraintes mécaniques de 10 MPa et 20 MPa. Ce résultat montre l'importance de la réduction, alors que le rôle purement passif des armatures provoquerait des réductions moindres.

Ce dernier calcul simplifié n'a pas la prétention de re-calculer les poutres, ce qui est particulièrement difficile avec des structures armées dans lesquelles se développent des contraintes de compression importantes. En revanche, l'utilisation des facteurs de réduction des gonflements imposés dans la partie inférieure comprimée montre que les effets des aciers ne doivent pas être résumés à des effets de "précontrainte" mécanique par simple application des hypothèses d'adhérence dans les calculs de béton armé.

Cependant, le potentiel de gonflement chimique volumique ne devrait pas être complètement "perdu". En effet, comme les expérimentations sous contrainte l'ont montré, il devrait se reporter dans les directions perpendiculaires peu armées, ce qui n'a pratiquement pas été noté ici, sauf par un extensomètre sur la poutre fortement armée (extensomètre externe transversal sur la face inférieure). Le gonflement imposé ayant été pris égal au gonflement isotrope dans l'eau, la réduction vient à la fois de la réduction pour cause de fissuration dans la direction parallèle aux contraintes de compression (cf. anisotropie dans les éprouvettes en gonflement libre) et de la réduction de gonflement du fait de l'apparition de contraintes de compression. Par conséquent, la réduction peut s'expliquer par le mouvement d'une partie du gel vers les fissures qui servent alors de vase d'expansion. Par ailleurs, le gel peut migrer de ces fissures vers l'extérieur. La diminution de gonflement dans la direction longitudinale ne se traduirait donc pas par un report de gonflement dans les autres directions, mais par une augmentation de la pression du gel lui permettant de migrer plus facilement dans la porosité et la fissuration du béton vers l'extérieur de la structure, la migration à travers des fissures existantes pouvant ne pas induire de désordres supplémentaires.
Par ailleurs, les comportements ainsi obtenus permettent de prédire des contraintes de traction sur la face supérieure des deux poutres réactives et armées (Figure II-139). Ces contraintes de traction permettent d'expliquer l'apparition de fissures transversales observées sur les poutres en fibre supérieure (Annexe 9). Cependant, comme pour le calcul de la poutre non armée, ces contraintes calculées sont très élevées (supérieures à 15 MPa dès le 50ème jour) et ne permettent pas de retrouver la date d'apparition. Ces états de déformation conduisent à des contraintes de traction dans les aciers inférieurs comprises entre 150 MPa et 170 MPa pour la poutre faiblement armée et inférieures à 100 MPa pour la poutre fortement armée à 425 jours. Les aciers sont donc encore éloignés de la plastification. Cependant, dans le cas d'ouvrages en fonctionnement, ces contraintes s'ajoutent aux contraintes mécaniques dues au fonctionnement de la structure.
Ces deux calculs n'ont pas réellement permis de distinguer les deux hypothèses de base utilisées (déformations imposées mesurées sur prismes ou supposées isotropes), le coefficient de réduction appliqué aux déformations permettant de caler les calculs quelle que soit l'hypothèse. Cependant, le calcul basé sur l'hypothèse de gonflements isotropes permet de mieux reproduire la variation dimensionnelle moyenne des poutres longitudinalement.

3 - Conclusion

Plusieurs points fondamentaux se dégagent de cette analyse de gonflements d'alcali-réaction sous contrainte :

- Lorsqu'une direction au moins n'est pas chargée, les déformations dues à l'alcali-réaction se "reportent" dans la direction libre de telle sorte que le gonflement volumique reste constant dans le cas d'éprouvettes.
- Ce report de déformation peut se produire même pour des contraintes faibles de l'ordre du MPa ; l'ensemble des expérimentations présentées ici doivent permettre de quantifier précisément cet effet en fonction des états de contraintes.
- Du fait de ce report de déformation lorsque des contraintes mécaniques sont imposées, les effets de l'alcali-réaction ne peuvent généralement pas être analysés en considérant simplement le gonflement comme une déformation imposée constante quel que soit l'état de contrainte des structures et déterminée sur des éprouvettes en gonflement libre.
- Les gonflements causés par l'alcali-réaction ne sont pas stoppés par application d'un état de contrainte tri-axial. L'application de compression dans toutes les directions permet de réduire fortement les valeurs de gonflement, sans modifier sensiblement la déformation volumique imposée par les gels d'alcali-réaction.

En effet, au regard des incertitudes de mesure et d'analyse, les déformations volumiques imposées d'origine chimique restent du même ordre quel que soit l'état de contrainte du béton dans lequel se développe l'alcali-réaction et ne dépendent pas de la contrainte moyenne. En outre, le déviateur de contraintes permet de caractériser précisément l'influence des directions et des amplitudes des contraintes sur le report de gonflement et donc sur l'anisotropie des déformations chimiques imposées. Ainsi, le coefficient d'anisotropie varie entre 0,3 et 1,8 pour les états de contrainte étudiés et la plage de variation importante se situe pour des contraintes faibles (déviateur de contraintes compris entre plus et moins 10 % de la résistance en compression du béton). Les déformations chimiques imposées des éprouvettes en gonflement libre sont proches de l'isotropie (coefficient de 1,14).

Dans le cas de structures armées :

- Les armatures d'effort tranchant ont peu d'effet dans les directions verticales et transversales des poutres, conformément aux conclusions de *[Smaoui, 2003]*. L'effet éventuel semble plutôt lié à une influence sur les faciès de fissuration qu'à un effet mécanique des aciers sur le béton.
- En revanche, les armatures ont un effet réducteur très important dans la direction longitudinale de fonctionnement des poutres.
- L'analyse mécanique de ces structures montre que cet effet est causé à la fois par la mise en traction des armatures et par un effet de diminution de gonflement en zone comprimée.

La mise en traction des armatures provoque une réduction "élastique" des gonflements qui ne permet pas d'expliquer totalement l'effet de réduction mesuré. En revanche, une prise en compte d'une réduction plus importante dans la zone comprimée en partie basse des poutres permet de reproduire correctement le comportement des structures

armées réactives, même si aucun report de déformations n'a été véritablement observé dans les directions transversale et verticale.
Ces données illustrent le cahier des charges qui s'impose aux modélisations, afin de représenter le comportement de structures fortement contraintes ou simplement armées. Ainsi, elles montrent la nécessité de tenir compte du couplage "gonflements d'alcali-réaction / contraintes appliquées" même pour des structures peu armées, les contraintes de compression induites localement étant suffisantes pour provoquer des "reports" de gonflement dans les directions moins chargées. Enfin, l'ensemble de ces mesures est de nature à permettre de calibrer ce couplage dans les modèles qui en tiendront compte.

Chapitre 5

Effet d'un apport d'eau tardif

Introduction

Les essais sur éprouvettes ont montré qu'une remise en eau d'un béton dans lequel s'était développée une alcali-réaction avec peu d'eau à disposition (conservation sous aluminium) montrait un gonflement rapide et important. Cette reprise est telle que les courbes d'évolution du gonflement de ces éprouvettes rejoignent relativement rapidement les courbes d'éprouvettes ayant toujours été en eau.
Dans cette partie, nous avons voulu mettre en évidence le même mécanisme sur des éléments de structures. La première phase de 14 mois a amené les poutres à un état structurel impliquant le développement d'états de contraintes particuliers à chaque structure. Les faces supérieures des poutres ont alors été recouvertes d'eau après avoir été soumises pendant environ 425 jours au séchage à 30 % de HR. Conformément au comportement des éprouvettes, l'apport d'eau tardif a provoqué une reprise importante des gonflements dans la partie supérieure des poutres. Cette modification nous a permis d'examiner la réponse de structures déjà déformées à ce type de sollicitations et de vérifier la possibilité de re-calcul à partir de la donnée "matériau".
A la fin de la première phase, les poutres étaient dans un état hydrique proche de celui de la poutre moyenne présenté sur la Figure II-142 : la profondeur atteinte par le séchage est de 0,12 m, le front d'imbibition est parvenu environ 0,13 m au-dessus des bords de l'aluminium, atteignant ainsi la profondeur de 0,30 m, alors que le reste de la poutre n'a ni séché ni pris d'eau.

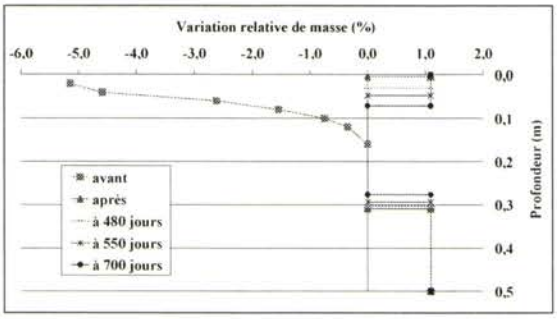


Figure II-142 : Variations relatives de masse de la poutre P2 avant et pendant la phase de remise en eau

Dans cette phase dite de remouillage, la reprise d'eau quasi-instantanée a eu d'abord pour effet de combler toutes les pertes d'eau dans toute la zone atteinte par le séchage. Puis la prise de masse progressive, liée à l'absorption d'eau, peut être représentée sous la forme d'un front d'imbibition dans la partie supérieure (Partie II, Chapitre 2). Connaissant ces conditions hydriques, le but est donc d'étudier le comportement des poutres soumises à cette reprise d'eau.
L'analyse des effets de cette arrivée d'eau tardive est menée, comme pour la première phase de séchage, en trois étapes. D'abord, les mesures de la poutre non armée réactive (P2) sont analysées au regard du comportement de la poutre témoin non armée (P3) et des profils de variations relatives de masse. Puis le comportement de la poutre sous-dosée en alcalins P1 est commenté par rapport à celui de la poutre P2. Enfin, l'analyse du comportement des poutres armées (P4 à P6) pendant cette phase permet

d'approfondir le rôle des aciers sur le comportement de structures armées soumises à l'alcali-réaction.

1 - Poutres non armées soumises à un apport d'eau tardif

1.1 Déformations dans la direction verticale

Les déformations dans la direction verticale témoignant directement du développement de l'alcali-réaction, l'analyse de ces mesures sur la poutre réactive non armée permet de montrer que l'apport d'eau en surface supérieure provoque une reprise brutale des gonflements d'alcali-réaction (Figure II-143). Pour la poutre témoin non réactive, l'apport d'eau annule en moins de 30 jours la totalité du retrait à 0,08 m et 0,17 m de profondeur (Figure II-143).

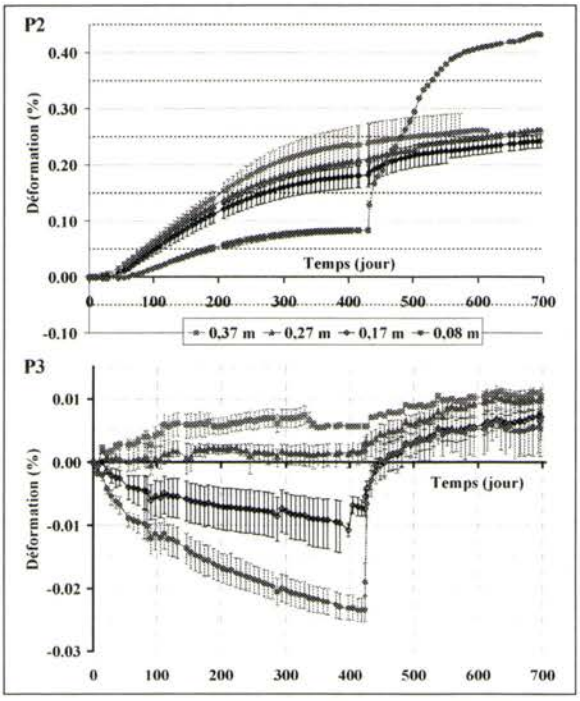


Figure II-143 : Evolution des déformations verticales de la poutre réactive P2 et de la poutre témoin P3

Dans la poutre réactive, la forte augmentation du gonflement s'effectue principalement à 0,08 m, alors qu'à 0,17 m de profondeur, une faible augmentation de la pente de la cinétique de déformation indique le changement progressif d'état hydrique. En partie inférieure et centrale de la poutre, les gonflements continuent avec la même pente que dans la phase précédente, ce qui est cohérent avec le profil de variations relatives de masse (Figure II-144).

Les gonflements semblent se stabiliser à 0,37 m de profondeur après environ 610 jours d'exposition. Cependant, le dernier extensomètre interne de cette profondeur a arrêté de fonctionner à cette échéance, ce qui ne permet pas de conclure que le palier de gonflement était atteint. A 0,27 m de profondeur, les gonflements continuent à évoluer

avec la même pente sans montrer aucun signe de stabilisation même après 700 jours d'exposition. En se rappelant que l'extensomètre placé à 0,27 m mesure en fait les déformations d'une hauteur de béton située entre 0,315 m et 0,225 m de profondeur, on se rend compte que le front de remontée d'eau de la poutre moyenne atteint 0,31 m à 425 jours, soit à la date de remouillages des poutres, et 0,27 m à 700 jours. Cette remontée progressive du front d'imbibition inférieure, qui est également illustrée par le comportement des déformations à 0,27 m de profondeur de la poutre témoin, permet donc d'expliquer l'évolution continue des déformations à 0,27 m de profondeur.

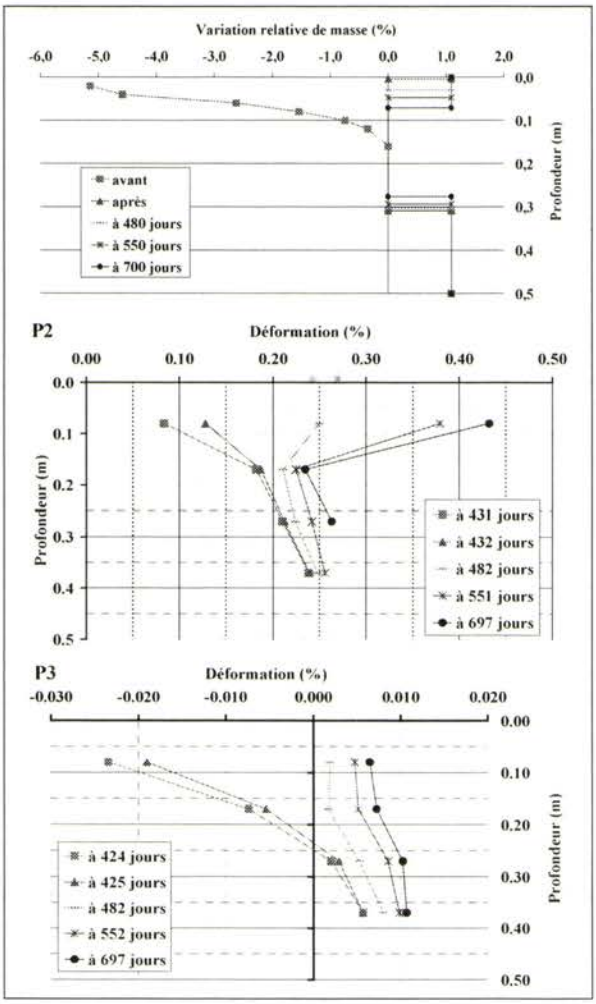


Figure II-144 : Variations de masse de la poutre P2 et déformations verticales dans la hauteur des poutres P2 et P3

La reprise du gonflement à 0,08 m montre que la présence d'eau a levé le blocage lié à la faible humidité. En outre, la Figure II-144 montre nettement la valeur importante atteinte par les gonflements verticaux à cette profondeur par rapport au reste de la poutre. Cependant, du fait du dysfonctionnement de deux extensomètres sur trois, cette

valeur de 0,43 % de déformation à 700 jours n'a été mesurée qu'en un seul point de mesure. Cette valeur n'a jamais été atteinte par aucune mesure sur les poutres et *a fortiori* par aucune moyenne lors de la phase de séchage. Néanmoins, des déformations de l'ordre de 0,38 % ont été mesurées sur une éprouvette en eau, ce qui montre que, même s'il s'agit d'une valeur exceptionnelle pour la formulation étudiée, elle reste dans les ordres de grandeur de ce qui peut être observé pour ce béton. Le développement important de la fissuration en face supérieure après le remouillage (Annexe 9), qui pourrait également être la cause du dysfonctionnement d'un des extensomètres (dont le fonctionnement s'est arrêté 40 jours après le remouillage), pourrait expliquer l'importance de cette mesure. En outre, l'analyse mécanique du fonctionnement de cette structure montre un développement de contraintes de compression importantes dans la direction longitudinale lors du remouillage. Cette valeur importante peut donc se justifier par un report de gonflement dans les directions perpendiculaires à la direction longitudinale.
Pendant toute cette phase, les déformations mesurées par les extensomètres externes de 0,50 m de base de mesure, moyennant les déformations le long de la hauteur des poutres, ne montrent aucune évolution, indiquant une valeur proche de celle mesurée à la fin de la phase de séchage. La raison la plus probable de ce phénomène est une perturbation de la mesure par la présence de fissures importantes au niveau de la face de séchage. Ce problème a rendu ces mesures inexploitables pour l'ensemble des poutres.

Bilan
L'analyse des déformations verticales, mesurées par les extensomètres internes, permet de montrer que le remouillage a provoqué un développement important des gonflements dans la partie supérieure de la poutre réactive. Ce résultat est cohérent avec les profils de variations relatives de masse et avec les mesures effectuées sur les éprouvettes remises en eau après le développement de l'alcali-réaction sous aluminium. La cinétique de gonflement après remise en eau ne montre pas la forme en "S", signe que le temps de latence est déjà dépassé *[Larive, 1998]*, ce qui est cohérent avec la forme de la courbe avant remise en eau. On peut penser que des gels d'alcali-réaction avaient eu le temps de se former avant que le séchage ne provoque des pertes d'eau suffisantes pour stopper la réaction chimique. Ces produits n'attendaient qu'une arrivée d'eau pour gonfler de façon plus importante que pendant la première phase.

1.2 Déformations dans la direction transversale

Dans la direction transversale, les déformations montrent le même comportement que dans la direction verticale, avec une augmentation brutale des gonflements dès la remise en eau dans toute la zone remouillée (Figure II-145).
Pour la poutre témoin, la plupart des déformations de retrait sont annulées par la remise en eau, à l'exception de la déformation de la face supérieure. Pour cette phase, les trois extensomètres situés sur la face supérieure ont été réparés et les valeurs initiales recalées sur celles mesurées sur la poutre témoin armée, car les armatures ne semblaient pas gêner le retrait au niveau des mesures par extensomètres. La remise en eau entraîne une déformation positive de l'ordre de 0,02 % qui ne permet pas de combler complètement le retrait initial. Ce comportement est difficile à analyser compte tenu du recalage de la déformation.

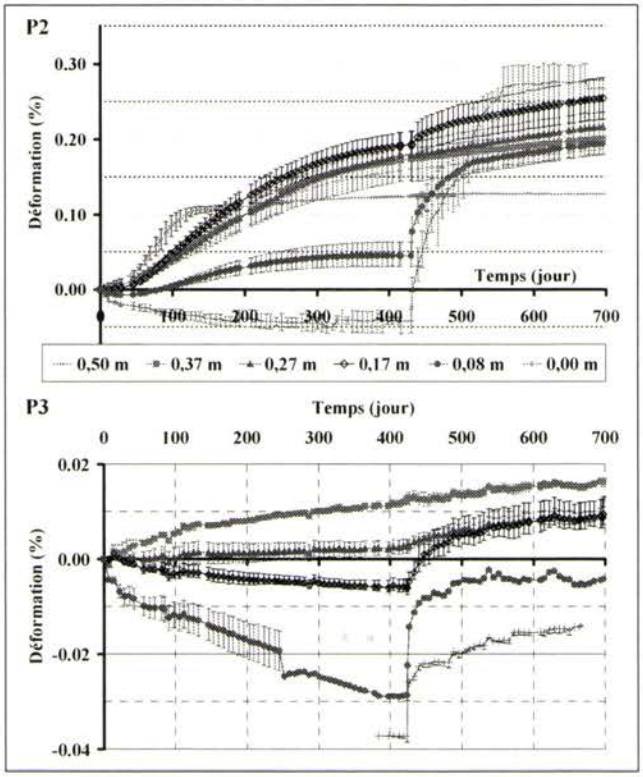


Figure II-145 : Cinétiques des déformations transversales des poutres P2 et P3

Pour la poutre réactive, les déformations importantes dans la partie supérieure dévoilent la présence de gels d'alcali-réaction déjà formés lors de la première phase et prêts à absorber de l'eau pour gonfler, ce qui est cohérent avec les mesures effectuées à 0,08 m de profondeur pendant la première phase. Cependant, l'effet de structure dans cette direction empêche de déterminer à quelle profondeur ces gels étaient formés, car même si ces gels sont situés à quelques centimètres de profondeur, leur gonflement peut entraîner la déformation de la face supérieure. En outre, ces mesures sont fortement influencées par le comportement global de cette surface, dont la fissuration principalement longitudinale est perpendiculaire aux bases de mesures (Annexe 9).
Quoi qu'il en soit, les déformations à toutes les profondeurs se rejoignent après 70 jours de remouillage pour ne former qu'un seul fuseau de déformations, à l'exception de la déformation au niveau de la face inférieure qui n'évolue pas. La moyenne de l'ensemble des déformations entre la face supérieure et 0,37 m de profondeur est de 0,225 % avec un écart type de l'ensemble des mesures de 0,036 %, ce qui représente un coefficient de variation inférieur à 16 %. Ce coefficient caractérise une hétérogénéité de gonflement plutôt faible, malgré la fissuration de la face supérieure. Le comportement transversal indique donc une homogénéisation des déformations au niveau de toutes les profondeurs de mesure lors de la remise en eau.

1.3 Comportement dans le sens longitudinal

1.3.1 Déformations longitudinales mesurées

Comme pour la phase précédente, l'analyse du comportement des poutres dans la direction longitudinale doit être effectuée à l'aide d'un calcul mécanique, qui exige de vérifier au préalable que les corps d'épreuve se comportent comme des structures de type "poutre". La Figure II-146 représente les déformations de la section droite juste avant remouillage, puis au cours de la deuxième phase.

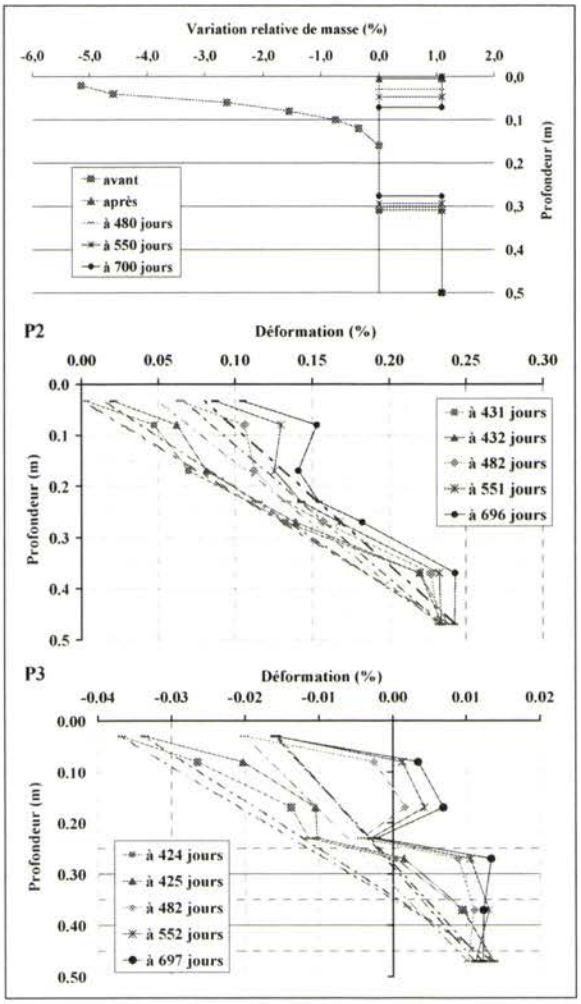


Figure II-146 : Variations relatives de masse le long de la hauteur de la poutre P2 et sections droites moyennes des poutres P2 et P3 à 5 échéances

Cette figure indique un comportement local plus dispersé que pour la phase de séchage, en particulier à 0,08 m de profondeur pour la poutre réactive et même à

0,17 m de profondeur pour la poutre témoin. Les déformations mesurées localement s'éloignent régulièrement de la section droite moyenne.
Pour la poutre réactive, les mesures des trois extensomètres externes ne sont pas alignées, ce qui peut s'expliquer par la fissuration importante de la face supérieure. Les plans représentant les sections droites déformées pendant toute cette phase ont donc été définis par la droite passant par les déformations mesurées à 0,47 m et 0,23 m de profondeur. L'intégration de la courbure définie par cette droite permet de retrouver l'évolution des flèches à toutes les abscisses (Figure II-147).
En fait, les écarts quadratiques des mesures des extensomètres internes par rapport aux sections déformées ainsi définies sont légèrement supérieurs à ceux de la phase précédente avec 0,034 % pour la poutre réactive (contre 0,020 %) et 0,01 % pour la poutre témoin (contre 0,008 %) en fin d'expérimentation. L'écart s'explique comme dans la première phase par la dispersion des gonflements locaux de l'alcali-réaction par rapport au comportement global de la structure.

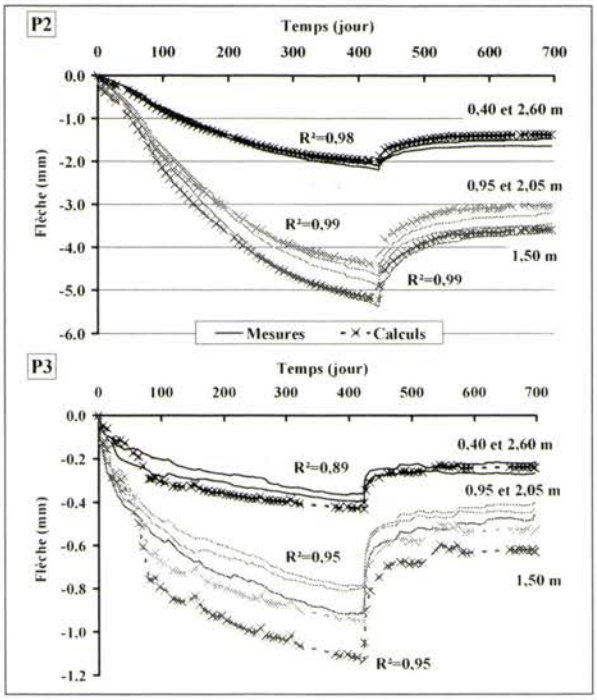


Figure II-147 : Corrélation entre l'évolution des flèches mesurées par les capteurs de déplacement et obtenues par intégration de la courbure de la section droite pour P2 et P3

Pour la poutre témoin, les déformations verticales ayant montré une suppression des retraits dans la totalité de la poutre, on pourrait s'attendre à un retour quasi complet de la poutre à une flèche nulle. Pourtant, le remouillage n'a pas permis un "redressement" total de la poutre et il subsiste une flèche de l'ordre de 300 µm en fin d'expérimentation. Ce comportement peut s'expliquer par le fait que les deux fronts d'imbibition ne se sont pas encore rejoints (Figure II-146). Par conséquent, la totalité du béton n'est pas encore dans les mêmes conditions hydriques. En particulier en partie

médiane, le cœur de la structure doit encore être dans des conditions proches de celles de la mise en salle et s'oppose à la remontée totale de la poutre. Le calcul mécanique devrait permettre de confirmer cette explication qualitative.
Pour la poutre témoin, l'écart quadratique entre les mesures de flèches par capteurs de déplacement et l'intégration des courbures est de 135 µm à mi-portée pendant cette période. Cette valeur représente un écart absolu inférieur à celui de la phase précédente, mais un écart relatif de près de 30 % du fait de la réduction de la flèche. En revanche, la corrélation pour la poutre réactive est excellente, avec des coefficients de corrélation R^2 de l'ordre de 0,99 et un écart quadratique de 130 µm à mi-portée (soit moins de 4 % de la mesure). Ces calculs confirment le comportement de structure type "poutre" de ces corps d'épreuve pendant l'ensemble de l'étude. En outre, la mesure de déformation à 0,23 m et la flèche à mi-portée permettent une bonne représentation de leur comportement longitudinal. L'analyse mécanique qui suit permet de comprendre l'influence du remouillage sur le comportement structurel de ces deux poutres.

1.3.2 Analyse mécanique

Comme pour la phase de séchage, des calculs de Résistance des Matériaux tenant compte des déformations hydriques et chimiques imposées peuvent être effectués. Dans cette phase, le profil de déformations imposées est modifié pour prendre en compte les effets de l'imbibition en partie supérieure des poutres. Ces calculs sont destinés à tester la cohérence des données "éprouvettes" et du comportement mesuré sur structures.

1.3.2.1 Profil de déformations imposées

Les mesures hydriques ont permis de représenter le remouillage de la partie supérieure des poutres par deux mécanismes dont les effets se cumulent. En premier lieu, tout le béton ayant perdu de l'eau par séchage la recouvre immédiatement. Puis, un front d'eau pénètre la poutre de la surface supérieure vers l'intérieur. Les profils de déformations imposées successifs sont déduits de cette représentation simplifiée.
Les conséquences de ce type de remise en eau sont très différentes en fonction de la nature de la formulation du béton des poutres. Pour le béton non réactif, nous avons supposé une relation entre les déformations et les variations d'humidité relative identique au cours des deux phases. En revanche, afin de représenter au mieux le comportement des poutres réactives, l'évolution des gonflements a été évaluée à partir des éprouvettes remises en eau. Ces évolutions, de forme exponentielle, sont différentes des évolutions déterminées à partir des éprouvettes placées en eau 28 jours après la cure (forme en "S"). Cette différence d'hypothèses conduit à une représentation plus complexe pour la poutre réactive que pour la poutre témoin non réactive.

Poutre témoin non armée

En ce qui concerne la poutre témoin, nous avons considéré que toute la partie des poutres qui avait séché se comportait comme un béton sortant de cure. Ainsi, dans la première phase du remouillage, la totalité du béton atteinte par le séchage se comporte comme un béton sous aluminium (Figure II-148).
De même, dans la deuxième phase du remouillage, tout le béton atteint par le front de remouillage se comporte comme un béton mis en eau après cure. Cette représentation

simplifiée suppose que le séchage important n'a pas modifié les propriétés d'absorption du béton (Figure II-149).

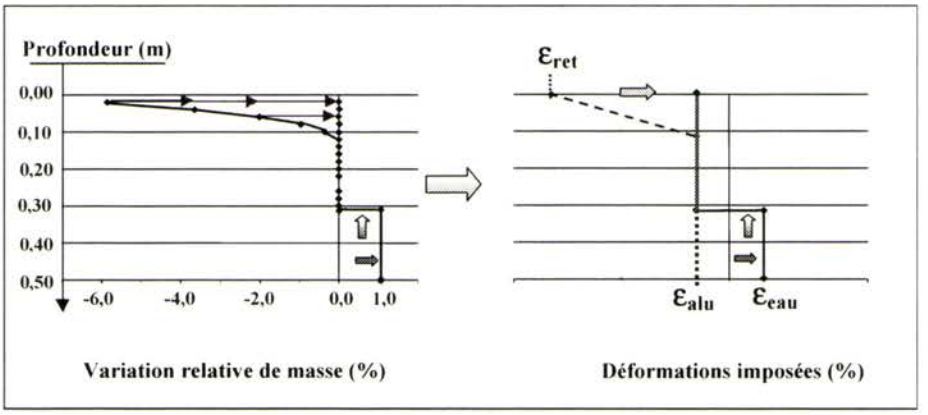


Figure II-148 : Profil de déformations imposées obtenu instantanément par remouillage pour la poutre non réactive (avec t_r, échéance de remise en eau)

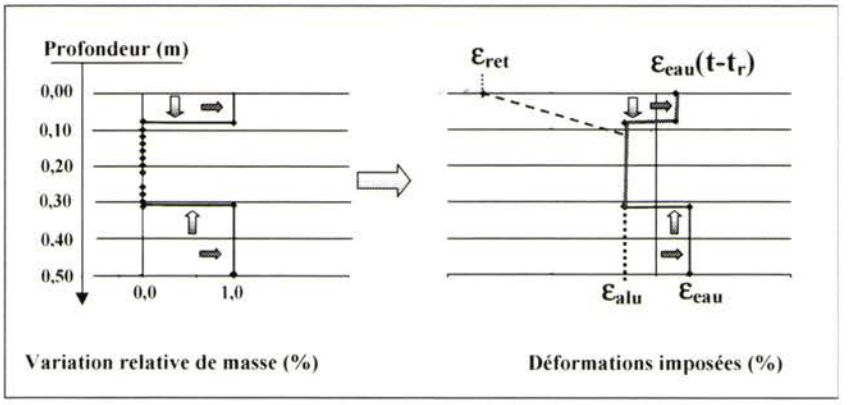


Figure II-149 : Profil de déformations imposées par imbibition progressive pour la poutre non réactive (avec t_r, échéance de remise en eau)

Poutre réactive non armée

Le but de ces calculs est d'étudier le comportement des poutres après la phase de séchage. Ils poursuivent donc ceux effectués dans le Chapitre 3. Or, la meilleure prédiction à la fin des 14 mois de séchage était effectuée en supposant un gonflement isotrope dans la partie non fissurée. Pour les calculs suivants, nous n'avons donc retenu que cette hypothèse.

Concernant les conséquences de la modification de conditions hydriques, la représentation au sein du béton réactif est complexe, afin de prendre en compte les différences de cinétiques des expansions liées à l'historique du béton avant remouillage. Ainsi, la Figure II-150 représente le profil de déformations imposées issu de la première étape du remouillage.

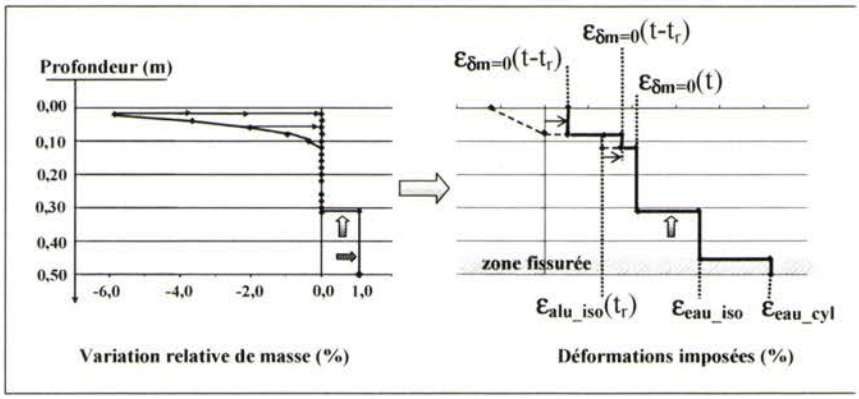


Figure II-150 : Profil de déformations imposées obtenu instantanément par remouillage pour la poutre réactive (avec t_r, échéance de remise en eau) avec l'hypothèse de gonflement isotrope dans toute la poutre sauf en zone fissurée

A partir de t_r (échéance de mise en eau de la face supérieure), le front de remouillage pénètre la poutre (Figure II-151).

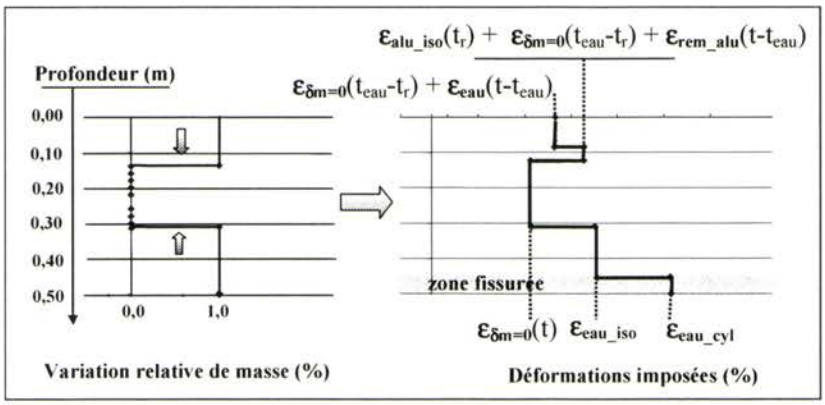


Figure II-151 : Profil de déformations imposées par imbibition progressive pour la poutre réactive (avec t_r, échéance de remise en eau) avec l'hypothèse de gonflement isotrope dans toute la poutre sauf en zone fissurée

Ces deux étapes ont des conséquences importantes sur le développement de l'alcali-réaction et donc sur les déformations imposées aux poutres réactives. Ces conséquences sont détaillées en différenciant les zones de béton par leur état hydrique avant remise en eau : la zone où le béton a séché de façon importante (entre la face supérieure et 0,08 m de profondeur), la zone où le béton a séché de façon modérée (entre 0,08 m et 0,12 m), la zone où le béton n'a connu aucune variation de masse (entre 0,12 m et la profondeur atteinte par le front d'imbibition inférieur) et la zone inférieure des poutres.

Entre la face supérieure et 0,08 m de profondeur, zone pour laquelle le béton présentait un retrait, la perte de masse redevient nulle dès le remouillage (première étape du remouillage). Nous avons donc supposé que les gonflements imposés devenaient

égaux à ceux d'un béton n'ayant jamais gonflé avant $\mathbf{t_r}$ et présentant une perte de masse nulle (il s'agit donc des déformations calculées par interpolation linéaire à partir des mesures des éprouvettes conservées sous aluminium et en eau à 38°C après 28 jours de cure sous aluminium - Figure II-5 et Figure II-3) avec un instant initial d'exposition à l'eau à l'instant du remouillage des poutres :

$$\varepsilon_{imp} = \varepsilon_{\delta m=0}(t - t_r) \quad (I)$$

Puis dans la deuxième étape du remouillage, le front d'imbibition supérieur modifie les conditions hydriques de ce béton, qui passe d'un état initial sans perte de masse à un état hydrique saturé en eau. Cependant, ce béton n'a pratiquement pas eu le temps de gonfler, à l'exception de la période comprise entre l'instant du remouillage et l'instant où le front de remouillage l'atteint. Pour cette partie du béton, nous avons donc supposé que ce gonflement était comparable à celui des éprouvettes mises en eau après 28 jours de cure sous aluminium (Figure II-3). La déformation imposée s'écrit donc :

$$\varepsilon_{imp} = \varepsilon_{\delta m=0}(t_{eau} - t_r) + \varepsilon_{eau}(t - t_{eau}) \quad (II)$$

avec $\mathbf{t_{eau}}$, instant où le béton est atteint par le front de remouillage.

Par ailleurs, les conditions hydriques du béton situé entre 0,08 m et 0,12 m, dont les pertes de masse étaient voisines de 1 % à 400 jours, sont également modifiées lors de la première étape du remouillage. Par conséquent, les gonflements imposés évoluent également. Avant le remouillage, ils étaient égaux aux gonflements déterminés à partir des mesures de déformations sur éprouvettes conservées sous aluminium. A présent, il s'agit de béton ayant déjà gonflé sous aluminium et qui subit, dans un premier temps, une prise de masse telle qu'il revient dans ses conditions initiales. Les gonflements imposés sont donc la somme du gonflement atteint à l'instant du remouillage dans un état proche de la conservation sous aluminium ($\varepsilon_{alu}(t_r)$ - Figure II-5) et de l'augmentation de gonflement d'un béton qui n'aurait subi aucune perte ($\varepsilon_{\delta m\ 0}(t\text{-}t_r)$ - Chapitre 35.1.1.2), ce qui peut s'écrire :

$$\varepsilon_{imp} = \varepsilon_{alu}(t_r) + \varepsilon_{\delta m=0}(t - t_r) \quad (III)$$

Puis, au fur et à mesure de son avancement, le front de remouillage atteint ces profondeurs, comprises entre 0.08 m et 0.12 m. Le béton passe alors d'un état sans perte de masse à un état hydrique saturé. Cependant, ce béton ayant déjà développé des gonflements, nous avons supposé que les gonflements imposés étaient ceux mesurés sur des éprouvettes soumises à une alcali-réaction sous aluminium pendant une certaine période, puis mises en eau à l'instant où le front l'atteint. Des gonflements comparables ont été mesurés sur les éprouvettes conservées sous aluminium pendant deux ans, puis exposées à de l'eau à 38°C. Nous avons noté $\boldsymbol{\varepsilon_{rem\_alu}}$, ces déformations imposées dont les valeurs ont été données dans le Chapitre 1 de la Partie II (Figure II-18).

$$\varepsilon_{imp} = \varepsilon_{alu}(t_r) + \varepsilon_{\delta m=0}(t_{eau} - t_r) + \varepsilon_{rem\_alu}(t - t_{eau}) \quad (IV)$$

La première phase du remouillage n'affecte pas la partie médiane des poutres (entre 0,12 m de profondeur et le front d'imbibition inférieur), dont la masse n'a jamais varié du fait du séchage : le profil de déformations imposées reste donc identique. Quand le front d'imbibition supérieur atteint cette zone, le béton passe d'un état sans perte de

masse à l'état hydrique d'un béton immergé. Mais pour ce béton, l'alcali-réaction s'est déjà développée de façon importante. La donnée la plus proche pour représenter ce béton correspond aux mesures d'éprouvettes mises en eau après deux ans en atmosphère saturée ($\varepsilon_{rem\_100\%}$ - Figure II-17). Pour ce béton, la déformation imposée doit prendre en compte la déformation du béton à la date où le front l'atteint ($\varepsilon_{\delta m=0}$ à t_{eau}), ce qui peut s'écrire :

$$\varepsilon_{imp} = \varepsilon_{\delta m=0}(t_{eau}) + \varepsilon_{rem\_100\%}(t - t_{eau}) \qquad (V)$$

Enfin, dans la partie inférieure des poutres, atteinte par le front d'imbibition inférieur, le profil de déformations imposées reste identique. Les gonflements d'alcali-réaction des éprouvettes en eau étant stabilisés, le profil évolue peu, à l'exception de la pénétration du front d'eau qui perdure.

Toutes ces hypothèses permettent de décrire relativement précisément l'évolution du profil des déformations imposées en fonction des changements hydriques internes aux poutres du fait de la mise en eau de la face supérieure. Ces calculs doivent permettre de vérifier la cohérence entre les mesures effectuées sur éprouvettes et le comportement des poutres.

1.3.2.2 Résolution et discussion par rapport aux données de validation

Les calculs peuvent alors être menés comme précédemment. Les expressions littérales des intégrales des déformations imposées sont alourdies par le nombre important de conditions hydriques distinctes, mais le système n'est pas plus difficile à résoudre. Rappelons que, pour cette phase, le coefficient D' caractérisant le remouillage est propre à chaque poutre.

Poutre témoin non armée

La résolution a été effectuée en premier lieu sur la poutre témoin non armée (Figure II-152 et Figure II-153)

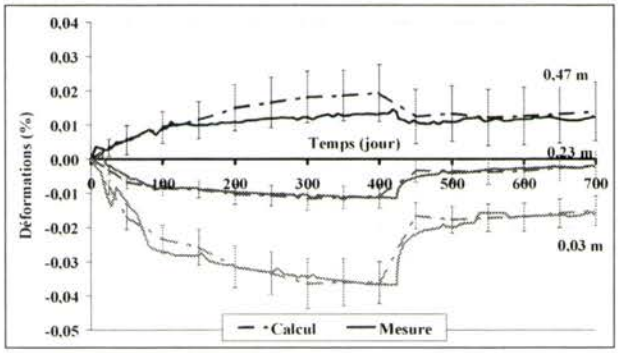


Figure II-152 : Comparaison des déformations mesurées et calculées sur la poutre témoin à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur

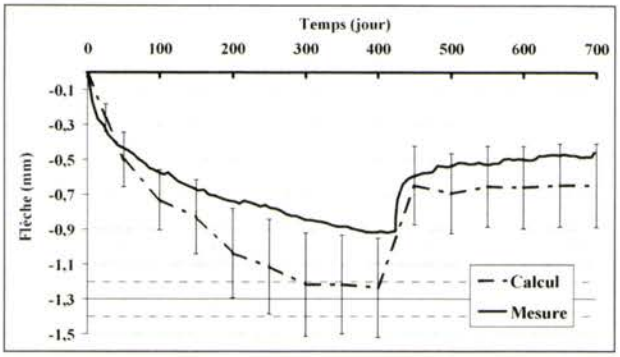


Figure II-153 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées et calculées sur la poutre témoin

Malgré la simplicité des hypothèses, ces figures montrent une prédiction meilleure que pour la première phase. Ainsi, les évolutions des différentes déformations et de la flèche de cette poutre sont retrouvées, ce qui confirme que les écarts observés dans la première phase étaient principalement provoqués par la difficulté d'évaluer les déformations de retrait en partie supérieure. Pour la flèche, l'écart entre le calcul et la mesure est plus important que pour les déformations, mais reste dans le fuseau d'incertitude. En outre, la bonne prédiction des déformations montre que l'écart est de l'ordre de grandeur de la cohérence entre les différentes mesures longitudinales. Ainsi, ce calcul confirme la possibilité de déterminer le comportement d'ouvrages soumis à des variations hydriques par des calculs basés sur la théorie de la Résistance des Matériaux et sur des profils de déformations imposées.

Poutre réactive non armée

Hypothèse "gonflement isotrope"

Compte tenu des enseignements de la première phase, nous avons d'abord mené le calcul en supposant un gonflement isotrope dans la totalité de la poutre (à l'exception de la zone inférieure fissurée). Le résultat du calcul est représenté sur les Figure II-154 et Figure II-155.

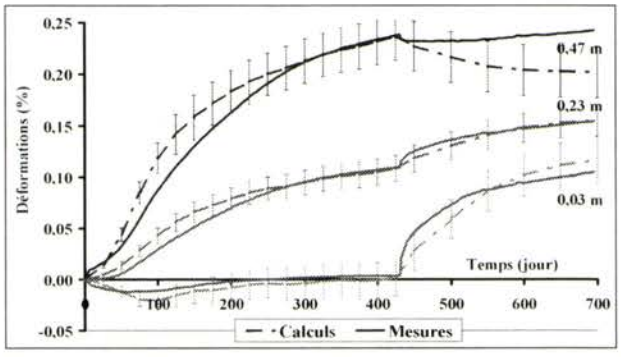


Figure II-154 : Comparaison des déformations mesurées et calculées dans l'hypothèse de déformations imposées isotropes à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m

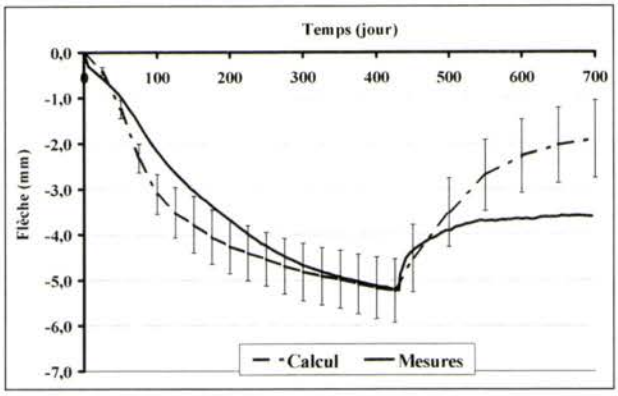


Figure II-155 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées et calculées dans l'hypothèse de déformations imposées isotropes

Ces calculs montrent que la déformation à 0,27 m de profondeur est assez bien évaluée par ce calcul. En revanche, la flèche évolue beaucoup trop dans la deuxième phase.
Les écarts de comportement entre les mesures et les calculs s'expliquent par le développement de contraintes de compression importantes dans la partie haute des poutres. En effet, dès les premiers jours du remouillage, la déformation préalable de la poutre, liée à la première phase, s'oppose aux gonflements provoqués par la remise en eau, ce qui amène des contraintes de compression dans la partie atteinte par le front d'imbibition supérieur. Ces contraintes atteignent une valeur moyenne de l'ordre de 10 MPa après 70 jours de remise en eau.

Hypothèse "gonflement isotrope réduit par mise en compression"
Par conséquent, nous avons supposé une réduction du gonflement imposé dans toute la partie soumise à la compression. Ainsi les déformations imposées dans la partie supérieure des poutres atteintes par le front de remouillage sont obtenues par la modification de l'équation II :

$$\varepsilon_{imp} = \alpha.(\varepsilon_{\delta m=0}(t_{eau} - t_r) + \varepsilon_{eau}(t - t_{eau})),$$

avec α, coefficient de réduction du gonflement imposé et t_{eau}, instant où le béton est atteint par le front de remouillage.
Cependant, le premier calcul mené avec cette hypothèse montre que dans ces conditions, toute la partie concernée par la première phase du remouillage est également concernée par la mise en compression. Les déformations imposées doivent donc en tenir compte. Pour mener le calcul, nous avons supposé une réduction constante en multipliant toutes les déformations imposées, ajoutées par le fait de la remise en eau, par le coefficient α :

- dans la partie atteinte par le front de remouillage (modification de l'équation II) : $\varepsilon_{imp} = \alpha.(\varepsilon_{\delta m=0}(t_{eau} - t_r) + \varepsilon_{eau}(t - t_{eau}))$,
- entre le front de remouillage et 0,08 m (modification de l'équation I) : $\varepsilon_{imp} = \alpha.\varepsilon_{\delta m=0}(t - t_r)$
- entre 0,08 m et 0,12 m (modification de l'équation III) $\varepsilon_{imp} = \varepsilon_{alu}(t_r) + \alpha.\varepsilon_{\delta m=0}(t - t_r)$.

seule la déformation imposée ajoutée par la remise en eau doit être réduite (la déformation déjà existante ne peut être modifiée).

Le coefficient α peut alors être calculé pour approcher au mieux la flèche à mi-portée et la déformation mesurée à 0,23 m de profondeur, ce qui permet d'obtenir les Figure II-156 et Figure II-157.

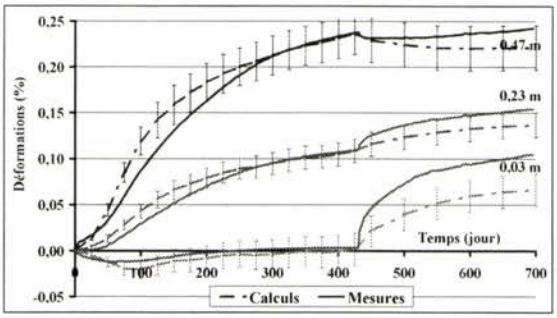


Figure II-156 : Comparaison des déformations mesurées et calculées dans l'hypothèse de déformations imposées réduites par mise en compression à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur

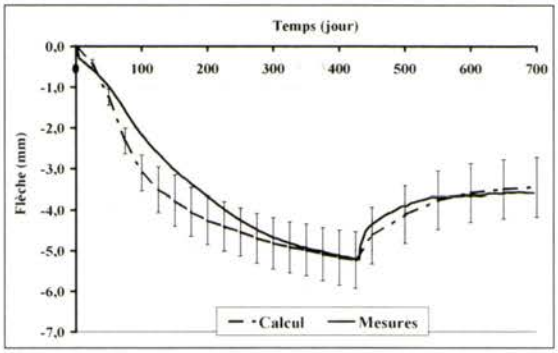


Figure II-157 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées et calculées dans l'hypothèse de déformations imposées réduites par mise en compression

Le coefficient de réduction α obtenu vaut 0,4. Il a été calculé pour minimiser l'écart quadratique entre les mesures de la flèche à mi-portée et la déformation à 0,23 m de profondeur et celles calculées, cet écart étant calculé à cinq échéances après la remise en eau. Il est de moins de 0,170 mm pour la flèche et de moins de 0,015 % de déformation. Ainsi, la flèche est particulièrement bien prédite, alors que la déformation est située au bord du fuseau d'incertitude.

La réduction de 60 % est identique à celle obtenue pour la poutre faiblement armée pendant la première phase. Dans cette phase, les contraintes sont difficiles à calculer compte tenu de l'avancée permanente du front. Cependant, les contraintes moyennes de compression, obtenues pour ce calcul, sont comprises entre 1 MPa et 3 MPa dans la partie atteinte par le front de remouillage. Elles sont supérieures et atteignent près de 10 MPa dans la partie comprise entre 0,08 m et 0,12 m, qui n'est pas atteinte par le front de remouillage mais uniquement par la première phase de remise en eau. Il n'est donc pas surprenant d'obtenir un coefficient de réduction aussi important, malgré l'absence d'armatures.

Ce résultat signifie que quelle que soit la cause de l'apparition de contraintes de compression, celles-ci impliquent toujours des réductions de gonflements d'alcali-réaction dans la direction comprimée. Dans ce cas-là, la compression est induite par la déformation initiale de la poutre au moment de la remise en eau. En outre, ce comportement est cohérent avec l'importance de la déformation verticale à 0,08 m de profondeur et de la déformation transversale au niveau de la face supérieure des poutres, qui s'explique par report des déformations dans les directions perpendiculaires à la direction comprimée. Ce report est également la cause de la fissuration principalement longitudinale, qui est apparue rapidement après la remise en eau (Annexe 9).
Ce calcul permet aussi de comprendre pourquoi la poutre ne se "redresse" jamais et pourquoi une flèche résiduelle demeure malgré les gonflements en partie haute des poutres. En effet, alors que les gonflements se sont développés de manière "libre" de compression en partie basse, en partie haute, la remise en eau a provoqué l'apparition de contraintes de compression. Ces contraintes ont impliqué une réduction importante des gonflements longitudinaux en partie haute (réduction de l'ordre de 60 % par rapport aux gonflements isotropes potentiels). Cet effet est renforcé par la dissymétrie des fronts d'imbibition. En effet, à la fin de l'expérimentation, le front inférieur s'est développé entre 0,27 m et 0,50 m de profondeur ; il atteint donc une hauteur d'environ 0,23 m, alors que pour cette poutre, le front d'eau supérieur atteint à peine 0,07 m de profondeur. Cette dissymétrie entraîne un déséquilibre du profil des déformations imposées qui renforce l'effet du report des gonflements. La juxtaposition de ces deux phénomènes permet d'expliquer la flèche résiduelle de 3 mm en fin d'expérimentation.
Finalement, le comportement de cette poutre a pu être expliqué par une représentation simplifiée comportant un gonflement brutal des gels d'alcali-réaction déjà développés entre 0,08 m et 0,12 m de profondeur et des gonflements réduits dans la partie supérieure dans laquelle le développement des gels avait été stoppé par le séchage.

1.4 Effet d'un dosage faible en alcalins

Compte tenu de l'analyse de la première phase, les zones atteintes par l'imbibition devraient voir leurs déformations augmenter et rejoindre les valeurs observées sur la poutre réactive dosée normalement.

1.4.1 Déformations verticales

L'évolution des déformations verticales de la poutre P1 montre un comportement similaire à celui de la poutre P2. La remise en eau n'a pas d'influence à 0,27 m et 0,37 m de profondeur (Figure II-158) et un effet faible à 0,17 m, alors qu'il provoque une augmentation brutale des gonflements à 0,08 m (Figure II-159).
A 0,17 m de profondeur, les gonflements augmentent de la même façon que pour la poutre dosée normalement, alors qu'à 0,08 m, l'augmentation est moindre pour la poutre P1 mais atteint tout de même 0,30 %. Le béton situé entre 0,04 m et 0,12 m de profondeur, dont la déformation est mesurée par les extensomètres situés à 0,08 m de profondeur, est complètement immergé. D'après l'analyse proposée pour la phase de séchage, il serait attendu que les déformations de P1 à cette profondeur soient les mêmes que celles de P2. Cependant, pendant l'étude des mesures de la poutre dosée normalement (P2), nous avons noté le comportement particulier de cette déformation avec un gonflement dépassant 0,40 %. En outre, la déformation à 0,08 m de la poutre

sous-dosée en alcalins atteint tout de même 0,30 % de déformation. Cette valeur représente un gonflement important même pour la formulation du béton contenant 1,25 % de Na_2O_{eq} (cf. déformations des cylindres immergés - Figure II-159) et est supérieure aux déformations verticales de la poutre P2 à 0,37 m de profondeur.

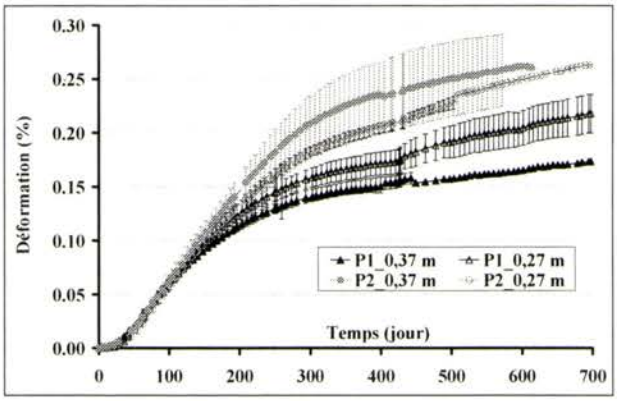


Figure II-158 : Comparaison des déformations verticales des poutres P1 et P2 à 0,27 m et 0,37 m de profondeur

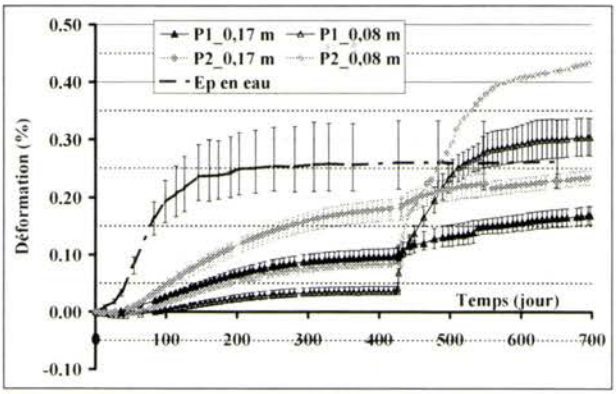


Figure II-159 : Comparaison des déformations verticales des poutres P1 et P2 à 0,08 m et 0,17 m de profondeur et gonflement moyen de cylindres immergés

Ainsi, suite à l'analyse de la première phase, complétée par ces observations, le comportement du béton de la poutre sous-dosée en alcalins en présence d'un apport d'eau important semblent être comparable à celui de la poutre dosée à 1,25 % de Na_2O_{eq}.

1.4.2 Déformations transversales

Comme pour la direction précédente, les mesures effectuées entre la face inférieure et 0,27 m de profondeur n'apportent rien à l'analyse, le comportement de la poutre sous-dosée étant identique à celui de la poutre dosée normalement. En revanche, l'analyse des mesures dans la partie supérieure des poutres confirme les impressions données par les déformations verticales. Après la remise en eau, les déformations à 0,08 m et 0,17 m de profondeur de la poutre P1 augmentent brutalement comme pour la poutre P2 (Figure II-160).

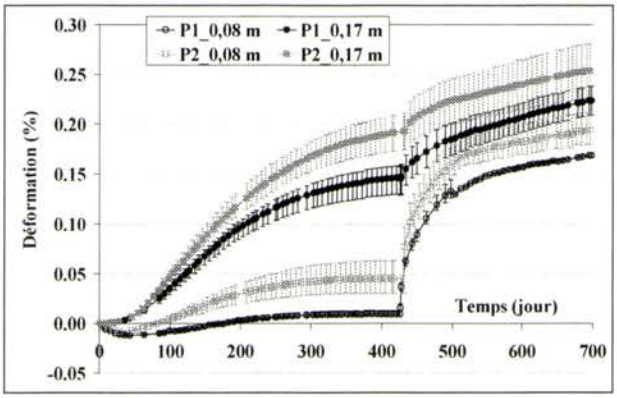


Figure II-160 : Comparaison des déformations transversales des poutres P1 et P2 entre 0,08 m et 0,17 m de profondeur

Cependant, malgré l'arrivée d'eau, les déformations de la poutre P1 ne rejoignent pas les déformations de la poutre P2. En revanche, la différence relative entre les déformations de P1 et P2 à 0,08 m de profondeur est de moins de 15 % en fin de remouillage, ce qui est finalement faible par rapport à l'ordre de grandeur des hétérogénéités de gonflement d'alcali-réaction. Enfin, le comportement au niveau de la face supérieure est moins discutable, les déformations moyennes des deux poutres étant parfaitement égales pendant les deux phases de l'étude. En particulier, lors du remouillage, les déformations atteintes par la poutre sous-dosée en alcalins sont aussi importantes que celles mesurées sur la poutre dosée normalement (Figure II-161).

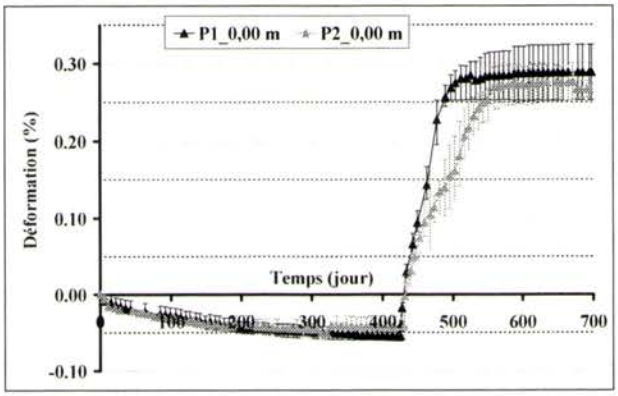


Figure II-161 : Comparaison des déformations transversales des poutres P1 et P2 au niveau de la face supérieure

1.4.3 Direction longitudinale

1.4.3.1 Comportement structurel

Pendant toute la deuxième phase, le comportement de "poutre" de P1 n'est pas remis en cause (Figure II-162 et Figure II-163).

En revanche, comme pour la poutre P2, la fissuration importante de la face supérieure conduit à définir la déformée de la section droite par la droite passant par les déformations à 0,23 m et 0,47 m de profondeur. L'écart quadratique entre ces sections planes et les mesures d'extensomètres internes est de 0,027 %, et donc légèrement supérieur à celui de la phase de séchage. Par intégration de la courbure de ces sections, nous avons vérifié la cohérence entre les déformations longitudinales et les flèches mesurées (Figure II-163).

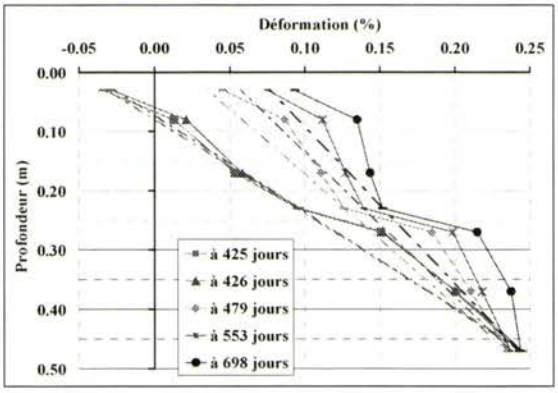


Figure II-162 : Sections droites de la poutre P1 pendant la phase de remouillage

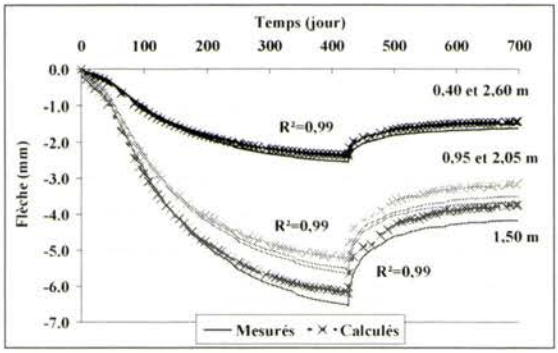


Figure II-163 : Corrélation entre l'évolution des flèches mesurées par les capteurs de déplacement et les déplacements obtenus par intégration de la courbure de la section droite pour P1

La corrélation est du même ordre que celle de la poutre réactive dosée normalement ($R^2 = 0,99$), avec un écart quadratique relativement important de 370 µm à mi-portée, mais qui ne représente que 9 % de la mesure finale.

1.4.3.2 Comparaison avec la poutre dosée normalement

Cette analyse permet de confirmer que le corps d'épreuve P1 se comporte en "poutre" et peut donc être analysé en tant que tel à partir des mesures de déformations à 0,23 m de profondeur et de la flèche à mi-portée. Ainsi la comparaison de son comportement avec la poutre dosée normalement peut être effectuée à partir de ces deux mesures.
La Figure II-164 indique ainsi que les déformations à 0,23 m de profondeur des deux poutres se rejoignent parfaitement, tandis que l'écart entre les flèches mesurées à mi-

portée se réduit nettement mais continue à exister après 700 jours d'exposition (Figure II-165).

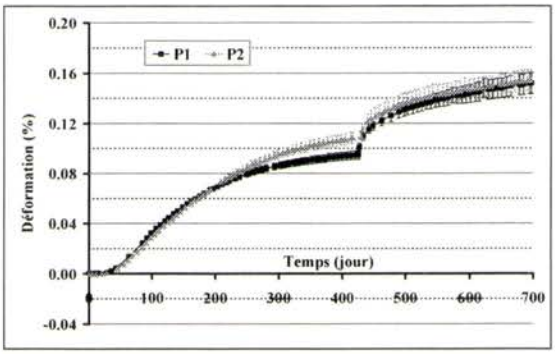


Figure II-164 : Comparaison des déformations longitudinales des poutres P1 et P2 à 0,23 m de profondeur

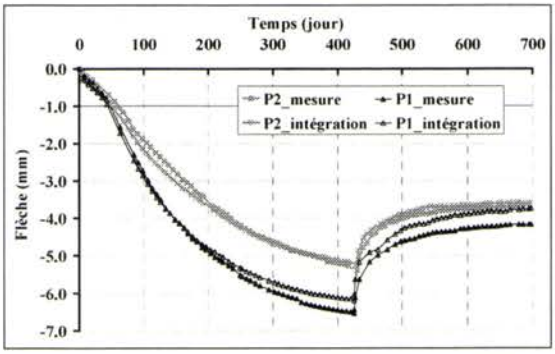


Figure II-165 : Comparaison des flèches à mi-portée des poutres P1 et P2

En fait, cet écart de moins de 600 µm est du même ordre que l'écart absolu entre la flèche mesurée sur P1 et celle calculée par intégration de la section droite (Figure II-165), et n'est donc pas significatif par rapport à la cohérence des différentes mesures longitudinales effectuées sur les corps d'épreuve.

1.4.4 Bilan

Par conséquent, la différence de comportement entre les deux poutres P1 et P2 s'atténue lors du remouillage, ce qui confirme que la différence de teneur en alcalins entre les deux formulations de béton n'a de répercussion sur le comportement des poutres que dans les zones de béton dont l'humidité est faible, conformément aux conclusions faites dans le Chapitre 3.

2 - Poutres armées soumises à un apport d'eau tardif

2.1 Déformations dans les directions verticale et transversale

L'analyse des déformations verticales et transversales des poutres armées n'apporte pas d'éléments nouveaux à la compréhension du comportement des structures armées atteintes d'alcali-réaction. La remise en eau affecte les déformations verticales et horizontales entre la face supérieure et 0,17 m de profondeur, avec un impact

important au niveau de la face supérieure et à 0,08 m de profondeur. Les déformations mesurées sur les poutres armées montrent les mêmes similitudes (dans la direction verticale - Figure II-167 – et dans la direction transversale - Figure II-168) ou les mêmes différences par rapport à la poutre non armée correspondante que lors de la première phase (Figure II-166).

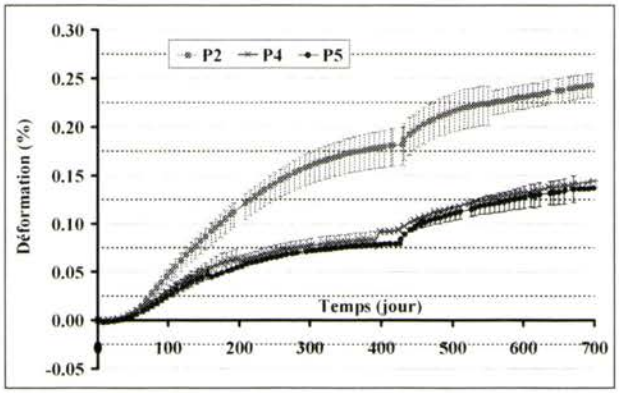


Figure II-166 : Déformations verticales à 0,17 m de profondeur

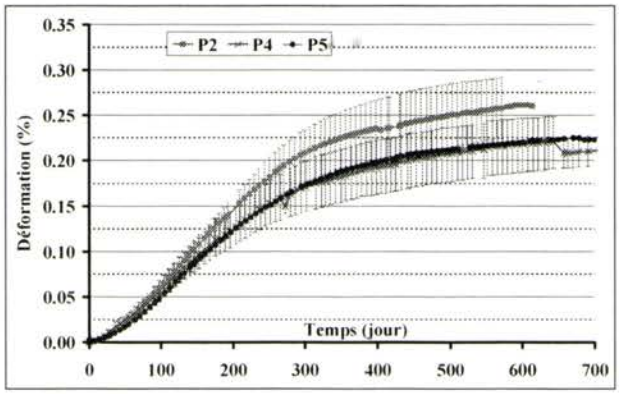


Figure II-167 : Déformations verticales à 0,37 m de profondeur

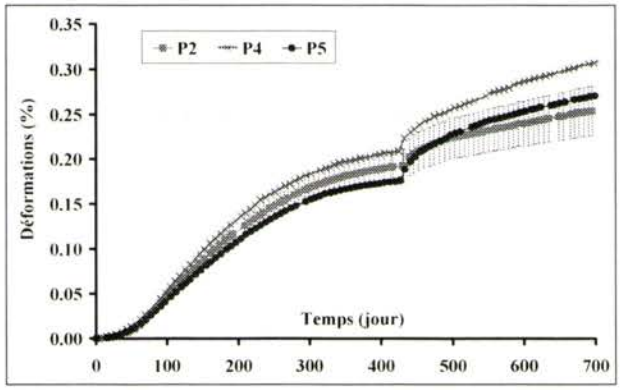


Figure II-168 : Déformations transversales à 0,17 m de profondeur

Ainsi, quand il y avait des différences de comportement pendant la première phase, les écarts sont restés du même ordre. Toutes les déformations sont présentées dans l'Annexe 11. Les déformations verticales et transversales des poutres témoins sont proches (Annexe 11).
Seules les déformations verticales à 0,08 m de profondeur et les déformations transversales de la face supérieure montrent des comportements réellement distincts. En effet, les déformations verticales des poutres armées, à 0,08 m de profondeur, indiquent un gonflement moins fort que celui de la poutre non armée P2 (0,24 % à 580 jours pour P4 et 0,17 % à 700 jours pour P5 contre 0,42 % pour P2 - Figure II-169). Cependant, ces déformations n'ont pu être mesurées que par un seul extensomètre pour chaque poutre, celui de la poutre P4 s'arrêtant de fonctionner à 580 jours. Il est donc difficile d'interpréter de façon indiscutable ces différences de gonflements. L'analyse de la déformation de la poutre P2 a déjà montré le comportement particulier du béton à cette profondeur, affecté par une fissuration importante. En outre, le fait que 4 extensomètres sur 9 s'arrêtent de fonctionner après la remise en eau peut également être attribué à l'apparition de ces fissures, qui peuvent provoquer des déplacement brutaux des têtes des extensomètres ou des dysfonctionnements électriques rendant d'autant plus difficile la comparaison des déformations d'une poutre à l'autre.

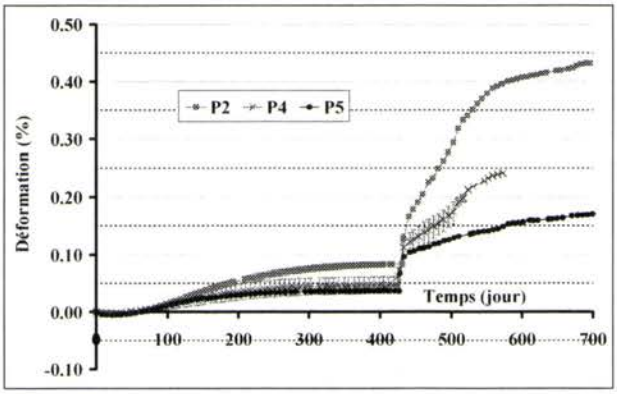


Figure II-169 : Déformations verticales à 0,08 m de profondeur

La déformation transversale de la face supérieure s'avère plus faible pour les deux poutres armées (0,16 % pour P4, 0,14 % pour P5 contre 0,27 % pour P2 - Figure II-170). Ces écarts peuvent également s'expliquer par des différences de fissuration. En effet, la fissuration de la poutre non armée est fortement longitudinale et particulièrement ouverte (de l'ordre de 250 µm pour les fissures longitudinales), alors que pour les poutres armées, la direction des fissures apparues lors du remouillage est moins systématique, les ouvertures étant moins importantes (inférieures à 150 µm) et de nombreuses fissures transversales sont apparues lors de la phase de séchage.

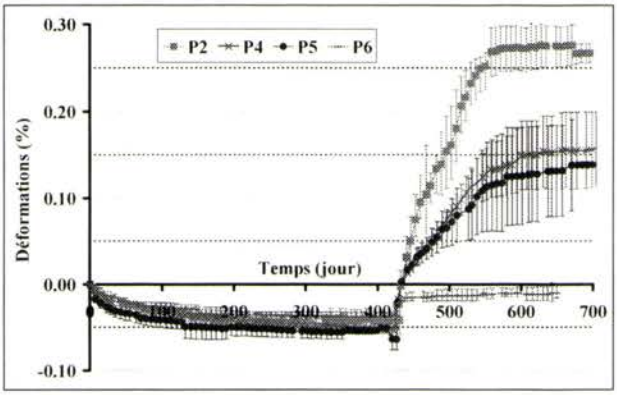


Figure II-170 : Déformations transversales sur la face supérieure

Bilan

Les déformations mesurées montrent pour l'essentiel un comportement similaire à celui de la première phase, ce qui permet de confirmer l'effet faible des armatures dans les directions verticales et transversales. Les différences de comportement notées entre les poutres armées et la poutre non armée semblent être principalement causées par l'impact des armatures sur la fissuration plutôt que par un effet éventuel des aciers sur les gonflements.

2.2 Comportements structurels

2.2.1 Comportement structurel des poutres armées

Les trois poutres armées conservent leur comportement de type "poutre" pendant toute la durée de la phase de remise en eau (Figure II-171 et Figure II-172[3]).

Pour la poutre réactive faiblement armée, l'extensomètre longitudinal externe placé à 0,23 m de profondeur ne fonctionnant que partiellement, nous avons dû utiliser les deux mesures longitudinales extrêmes pour définir le plan des sections droites (Figure II-171). Les écarts quadratiques entre les sections droites ainsi définies et les mesures par extensomètres internes sont inférieurs à 0,014 % (140 µm/m), ce qui est du même ordre que pour la première phase. Malgré la fissuration de la face supérieure, la corrélation entre l'intégration des courbures et les mesures de flèche est très bonne (R^2 de l'ordre de 0,99) et l'écart quadratique à mi-portée est de 120 µm, ce qui représente environ 16 % de la mesure.

Pour la poutre fortement armée, la fissuration de la face inférieure nous a déjà conduit à ne pas prendre en compte les mesures des extensomètres placés à 0,47 m de profondeur et à définir le plan moyen des sections droites par la droite passant par les mesures effectuées à 0,03 m et 0,23 m de profondeur. Juste avant remouillage, la section ainsi définie conduit à une déformation de 0,052 % au niveau de la fibre située à 0,47 m. Pour la phase de remouillage, la fissuration de la face supérieure nous amène à ne pas prendre en compte la mesure située à 0,03 m. La seule mesure restant est donc la mesure à 0,23 m de profondeur, ce qui ne nous permet pas de définir une section

[3] Du fait de la proximité de toutes les mesures de flèches pour les poutres réactives armées, nous n'avons représenté sur la Figure II-172 que la mesure à mi-portée.

droite. En revanche, toutes les autres poutres réactives montrent que la déformation à 0,47 m de profondeur évolue peu pendant la phase de remise en eau. Par conséquent, la section droite a été définie par la mesure à 0,23 m de profondeur et par la déformation calculée à 0,47 m de profondeur à partir de la section droite avant remouillage. L'écart des mesures des extensomètres internes par rapport à ces sections droites moyennes est de 0,026 %, ce qui est supérieur à la première phase mais demeure légèrement inférieur aux écarts sur les poutres non armées. La corrélation avec la flèche mesurée est alors très bonne et l'écart quadratique entre la flèche calculée et celle mesurée est de l'ordre de 110 µm, soit moins de 12 % de la flèche mesurée, ce qui est meilleur que pour la première phase.

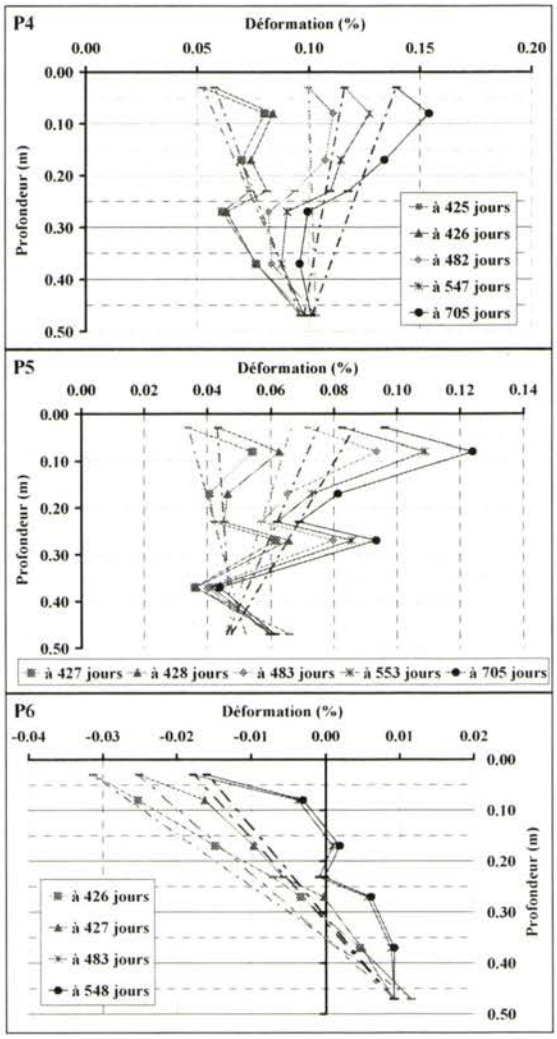


Figure II-171 : Sections droites des trois poutres armées pendant la phase de remise en eau

Pour la poutre témoin P6, la corrélation est moins bonne (Figure II-172), ce qui est provoqué principalement par des problèmes de stabilité électrique sur les extensomètres longitudinaux externes. L'écart quadratique entre les sections planes définies par ces extensomètres et les extensomètres internes est du même ordre que pour la poutre non armée (0,01 %) et l'écart quadratique entre la flèche mesurée à mi-portée et celle obtenue par intégration n'est que de 60 µm et représente environ 12 % de la mesure à mi-portée.

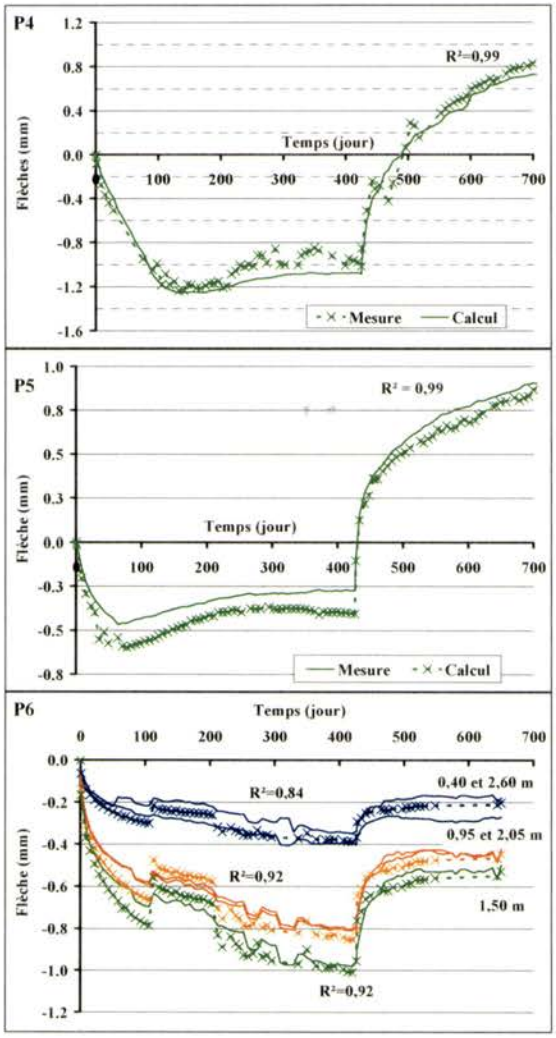


Figure II-172 : Corrélation entre l'évolution des flèches mesurées par les capteurs de déplacement et les déplacements obtenus par intégration de la courbure de la section droite pour P4, P5 et P6

2.2.2 Flèches et déformations longitudinales des poutres

L'analyse précédente montre que le comportement longitudinal de toutes les poutres peut être synthétisé par la donnée de la mesure de l'extensomètre externe situé à

0,23 m de profondeur et de la flèche à mi-portée (Figure II-173 et Figure II-174), ces grandeurs constituant les mesures synthétiques les plus fiables.

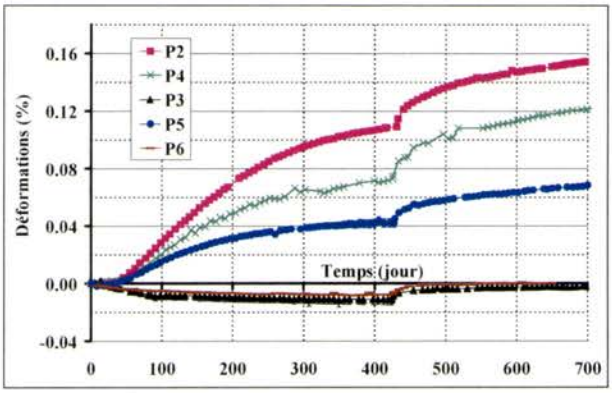


Figure II-173 : Déformations longitudinales à 0,23 m de profondeur pour toutes les poutres

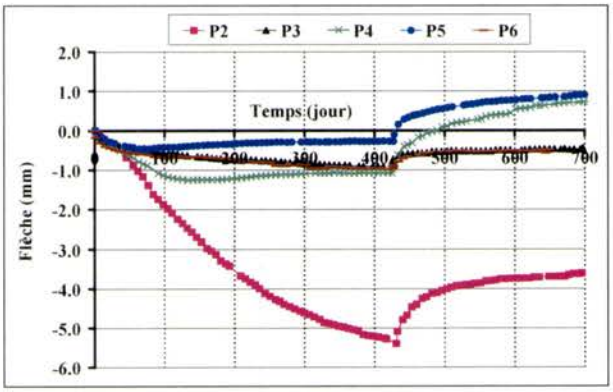


Figure II-174 : Evolution des flèches à mi-portée pour toutes les poutres

Ces deux figures indiquent un changement de pente brutal à l'instant de la remise en eau. La remise en eau provoque ainsi une augmentation importante de la déformation longitudinale moyenne pour toutes les poutres réactives et non réactives. Les gonflements dans la partie supérieure des poutres entraînent une remontée importante de toutes les flèches des poutres réactives et non réactives. Pour les poutres réactives armées, les flèches à mi-portée deviennent positives, ce qui indique des allongements plus importants dans la partie supérieure des poutres que dans la partie inférieure. Ce comportement peut être expliqué par la dissymétrie des cages d'armatures, mais également par la dissymétrie des gonflements imposés entre les parties supérieures et inférieures des poutres. L'analyse mécanique ci-après permet de mieux comprendre ces comportements.

Notons que la flèche finalement prise par la poutre fortement armée est plus importante dans cette configuration que pendant la phase de séchage (environ 900 µm vers le haut contre seulement 270 µm vers le bas en fin de séchage avec un minimum de 470 µm vers le bas à 64 jours). Contrairement à la première phase, la flèche prise par la poutre fortement armée est donc supérieure en valeur absolue à celles des

poutres témoins et du même ordre que celle prise par la poutre réactive faiblement armée. Cette observation indique, s'il en était besoin, la nécessité d'une analyse détaillée pour interpréter le fonctionnement d'une structure armée.

2.2.3 Analyse mécanique

2.2.3.1 Profil de déformations imposées

Comme pour les poutres non armées, le comportement structurel longitudinal des poutres armées peut être analysé par un calcul basé sur des profils de déformations imposées. Dans le cas de ces trois poutres armées, les profils de déformations imposées sont identiques aux précédents établis pour la poutre témoin et pour la poutre réactive non armée. La seule différence provient du coefficient D' caractérisant la pénétration du front d'eau en partie supérieure, qui est propre à chaque poutre.

2.2.3.2 Résolution et discussion par rapport aux données de validation

En terme de résolution, il s'agit donc de résoudre le système issu de l'écriture de l'équilibre du torseur des efforts internes aux poutres tenant compte de la présence des aciers (Chapitre II-4).

Poutre témoin armée

Pour la poutre témoin armée, la prédiction est un peu moins bonne que pour la poutre témoin non armée. En effet, si le calcul permet de retrouver les déformations en fibre inférieure et en fibre médiane, il surestime légèrement la déformation en fibre supérieure (Figure II-175).

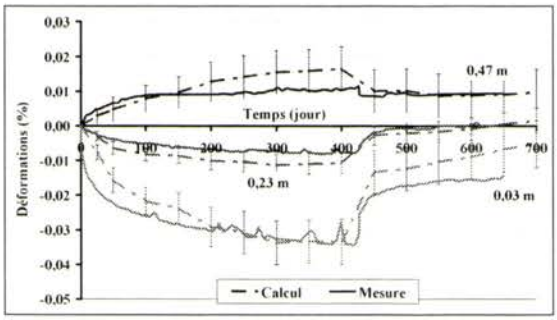


Figure II-175 : Comparaison des déformations mesurées et calculées sur la poutre témoin armée à 0,03 m, 0,23 m et 0,47 m de profondeur

Cette surestimation entraîne une sous-évaluation de la flèche (Figure II-176).

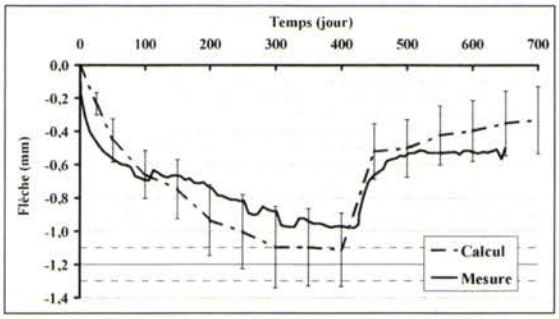


Figure II-176 : Comparaison des flèches à mi-portée mesurées et calculées sur la poutre témoin armée

Cependant, ces différentes valeurs restent à la limite du fuseau d'incertitude. Par rapport à la poutre témoin non armée, la différence provient des armatures, qui ont un effet faible compte tenu des déformations mises en jeu, et surtout de la valeur du coefficient D', qui est plus de deux fois plus grand pour la poutre armée que pour la poutre non armée. La différence de répartition hydrique modélisée pour P3 et P6 a des répercussions sur le calcul des déformations, qui ne se retrouvent pas dans le comportement mesuré des poutres, dont les comportements sont très proches. Cependant, les incertitudes dues aux évaluations des gonflements d'origine hydrique sont également très importantes. Les différences de mise en œuvre des deux poutres peuvent avoir eu des conséquences significatives sur le potentiel de déformation du béton en partie supérieure des structures et ainsi sur leur comportement structurel pendant le remouillage.

Poutres réactives armées

Nous avons effectué le calcul analogue pour les poutres réactives armées. Pour ces poutres, les gonflements étant pratiquement stabilisés dans la partie inférieure au moment de la remise en eau, nous avons supposé que le coefficient de réduction des gonflements imposés en partie basse était constant et égal au coefficient calculé dans la première partie. Dans la partie supérieure, des contraintes de compression apparaissent assez rapidement après la remise en eau. Un coefficient de réduction des gonflements imposés en partie haute des poutres a donc été introduit afin de retrouver le comportement de ces poutres.

Ainsi, les calculs peuvent être menés pour ces poutres réactives armées avec les mêmes profils de déformations imposées que pour la poutre réactive non armée (à l'exception de la valeur du coefficient D' caractérisant la pénétration du front de remouillage, propre à chaque poutre).

Des réductions de 55 % pour la poutre faiblement armée et de 80 % pour la poutre fortement armée permettent d'approcher au mieux le comportement des deux poutres (Figure II-177 et Figure II-178). Le "frettage" traduit par ces coefficients s'explique par la présence de contraintes de compression dans la partie supérieure des poutres. Cependant, la réduction pour la poutre réactive faiblement armée P4 est du même ordre que celle obtenue pour la poutre réactive non armée P2. Ce résultat peut sembler surprenant du fait de l'absence d'armatures dans la poutre P2. Il s'explique par la présence de contraintes de traction très importantes en fibre supérieure de P4 à la fin de la phase de séchage, alors qu'elles étaient plus faibles pour la poutre non armée.

Ainsi, le calcul sans coefficient de réduction conduit à des contraintes de compression de l'ordre de 8 MPa 125 jours après la remise en eau pour P4, alors qu'elles étaient de 12 MPa après 75 jours pour P2, malgré l'absence d'armature dans cette poutre. Il est donc logique que ces contraintes de compression, légèrement plus importantes pour P2 que pour P4, conduisent à des réductions légèrement plus importantes pour cette poutre.

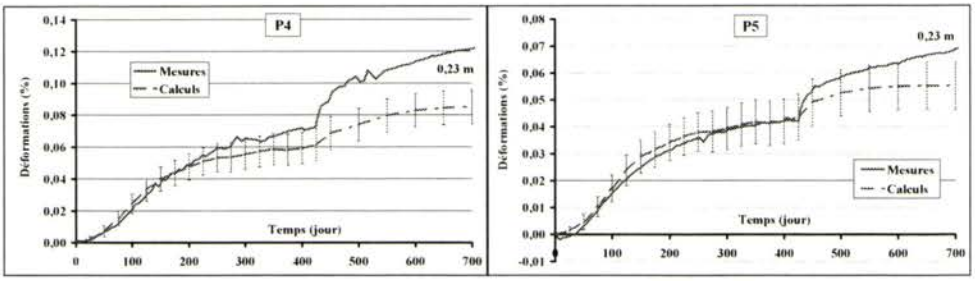


Figure II-177 : Comparaison des déformations mesurées et calculées sur les poutres réactives armées à 0,23 m de profondeur

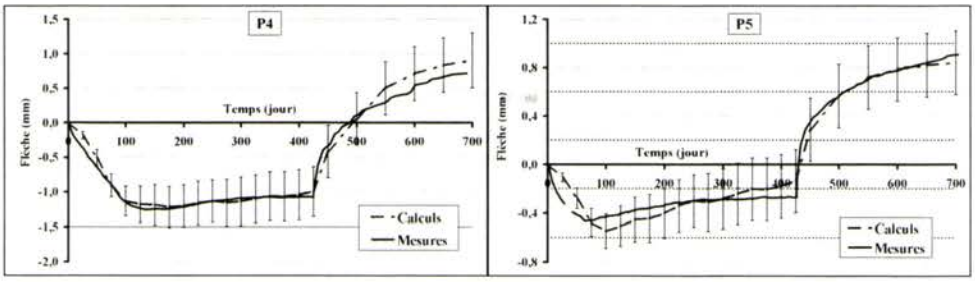


Figure II-178 : Comparaison des flèches mesurées et calculées à mi-portée des poutres réactives armées

Comme précédemment, ces coefficients ont été déterminés pour réduire les écarts quadratiques entre les mesures et les calculs pour les déformations à 0,23 m de profondeur et pour la flèche à mi-portée, pour cinq échéances. Ces écarts sont de 0,030 % (300 µm/m) et 0,150 mm pour la poutre faiblement armée et de moins de 0,008 % (80 µm/m) et environ 0,030 mm pour la poutre fortement armée.

Ainsi, le comportement de la poutre faiblement armée est le plus difficile à retrouver. Cependant, les écarts pour cette poutre représentent 24 % de la déformation à 0,23 m de profondeur et 20 % de la flèche à mi-portée à 700 jours, ce qui est finalement à peine supérieur aux 16 % d'écart qui caractérisent la cohérence des différentes mesures longitudinales de cette poutre. En revanche, le comportement de la poutre fortement armée est mieux prédit, les différences étant de l'ordre du fuseau d'incertitude pour la déformation à 0,23 m de profondeur.

Cette phase de remise en eau amène les aciers inférieurs à se relâcher légèrement, alors que les aciers supérieurs se tendent de façon plus importante. Ainsi, pour la poutre faiblement armée, les contraintes dans les aciers sont respectivement de l'ordre de 130 MPa et de 200 MPa en fibres inférieure et supérieure. Pour la poutre fortement armée, elles sont de l'ordre de 80 MPa et de 140 MPa. En terme de résistances de structures, ces contraintes s'ajoutent aux contraintes de service. La contrainte de

traction dans les aciers pourrait conduire les poutres à la limite des contraintes de traction admissibles définies pour l'Etat Limite de Service *[BAEL, 1999]*. En revanche, la résistance ultime devrait être peu affectée. En effet, une contrainte de l'ordre de 100 MPa conduit à une déformation d'environ $0,5.10^{-3}$, ce qui représente 5 % de la limite de déformation des aciers en Pivot A (10.10^{-3} *[BAEL, 1999]*).
Les re-calculs simplifiés de ces poutres pendant la phase de remouillage ne permettent pas une très bonne prédiction des déformations à 0,23 m de profondeur. En fait, ils montrent parfaitement que la partie supérieure des poutres est fortement tendue à la fin de la première phase. De plus, ils indiquent une mise en compression de cette partie, provoquée par la remise en eau, qui apparaît entre 500 et 550 jours (soit environ 70 jours après le remouillage), ce qui est tout à fait cohérent avec l'apparition des fissurations longitudinales sur ces deux poutres (Annexe 9) et justifie l'application de coefficients réducteurs sur les gonflements imposés en partie haute des poutres. L'application de ces coefficients de réduction moyens pour toutes les zones comprimées implique finalement des contraintes de traction comprises entre 1 MPa et 5 MPa dans toute la zone soumise au remouillage. Pourtant, l'hypothèse liée à l'utilisation de coefficients réducteurs implique que cette zone devrait être comprimée. Ainsi, comme il a été indiqué dans le chapitre précédent, ces calculs donnent un ordre de grandeur des réductions qui nécessiterait d'être affiné par des calculs itératifs plus complets. Cependant, ces ordres de grandeurs demeurent cohérents avec la première phase, avec des réductions du même ordre pour les deux phases de l'étude pour les deux poutres armées (respectivement 55 % et 80 % par rapport à 60 % et 75 % pour P4 et P5).
Le développement de contraintes de compression importantes dans la partie supérieure de la poutre non armée P2 a impliqué une réduction des gonflements dans la direction longitudinale et un report dans les directions perpendiculaires, avec une fissuration longitudinale importante. Dans le cas des poutres réactives armées, le comportement est légèrement différent du fait de l'existence d'importantes contraintes de traction en fibre supérieure à l'issue de la phase de séchage. Ainsi la mise en compression de la fibre supérieure est plus tardive que dans le cas de la poutre non armée, ce qui est cohérent avec les dates d'apparition des fissures.
Ces calculs permettent d'expliquer le fonctionnement de ces deux poutres réactives armées en utilisant des coefficients moyens réduisant les déformations imposées en zone comprimée. Ces réductions ne dépendent pas uniquement de la taille du ferraillage. Elles sont pilotées par l'état hydrique des poutres, qui dicte l'ordre de grandeur des déformations imposées dans le cas d'un béton libre de contraintes, ainsi que par l'état de contraintes des structures, issu du développement différentiel de la réaction chimique et de son fonctionnement mécanique.

3 - Conclusion

Les enseignements tirés de cette deuxième partie de l'étude sur poutres sont nombreux :

- Les apports d'eau tardifs ont provoqué dans les quatre structures réactives une reprise brutale des gonflements d'alcali-réaction (en cohérence avec les analyses effectuées sur éprouvettes).
- L'analyse de la poutre réactive P1 a confirmé le comportement des bétons ayant un dosage faible en alcalins. Un dosage plus faible entraîne une augmentation de l'humidité relative limite impliquant l'arrêt de l'alcali-réaction. En revanche, le comportement reste le même en cas d'apport d'eau important.
- La remise en eau a provoqué une homogénéisation des gonflements hydriques et chimiques dans toute la hauteur des poutres dans les directions verticales et transversales.
- L'analyse des déformations verticales et transversales des poutres réactives armées a permis de confirmer une influence faible des cadres d'effort tranchant sur les gonflements d'alcali-réaction. Sans réduction significative, les différences de comportement peuvent être principalement interprétées par une modification de l'état de fissuration causée par la présence de ces armatures.
- Enfin, la reprise des gonflements a provoqué une "remontée" des poutres. Dans le cas des deux poutres réactives non armées (P1, P2) et des deux poutres témoins (armée ou non), cette remontée n'est que partielle. Les flèches sont encore de l'ordre de 4 mm pour P1 et P2 contre environ 0,5 mm pour les deux poutres témoins (P3, P6) à la fin des expérimentations. En revanche, les flèches des poutres réactives armées "remontent" complètement et passent même au-dessus de leur position initiale (juste après l'exposition en salle) pour atteindre respectivement des valeurs de 0,75 mm et 0,9 mm pour les poutres faiblement (P4) et fortement armées (P5).
- L'analyse mécanique issue d'un calcul de Résistance des Matériaux intégrant les valeurs de gonflements hydrique et chimique obtenues à partir des éprouvettes a permis d'expliquer les comportements observés. Cette analyse a été basée sur les deux étapes de modification de l'état hydrique des poutres provoquée par la remise en eau (Chapitre 2, Partie II) et sur les déformations mesurées sur éprouvettes (éprouvettes suivies après 28 jours de cure sous aluminium et éprouvettes ayant été mises en eau après deux ans de conservation en atmosphère saturée et sous aluminium – Chapitre 1, Partie II). Comme l'a montré le chapitre précédent, les amplitudes des déformations longitudinales sont fortement influencées par l'état de contrainte des structures, quelle que soit la cause de ces contraintes.

Chapitre 6

Comportement mécanique à rupture

Introduction

Une des questions primordiales concernant les structures endommagées par l'alcali-réaction est celle de leur pérennité. En effet, les dégradations importantes résultant de cette pathologie posent toujours la question de la sécurité et de l'aptitude au service de tels ouvrages. De nombreuses études ont déjà montré la similitude des comportements de poutres atteintes par cette pathologie et de poutres saines, avec finalement des effets faibles sur les résistances et les raideurs, et souvent plutôt positifs. Ayant suivi le comportement de ces poutres pendant la totalité de leur dégradation chimique, il était crucial pour la validation des méthodes de re-calcul de suivre précisément leur comportement sous sollicitations de flexion mécanique jusqu'à rupture.
En premier lieu, ce chapitre décrit le montage et le protocole des expérimentations. Puis, le comportement des deux poutres réactives non armées est détaillé et comparé au comportement de la poutre témoin non armée et aux calculs théoriques utilisant les caractéristiques mécaniques déterminées sur éprouvettes. Enfin, le comportement des deux poutres réactives armées est comparé à celui de la poutre témoin faiblement armée, en effectuant deux types de calculs : un calcul réglementaire basé sur la réglementation française (BAEL 91 modifié 99 *[BAEL, 1999]*) et un calcul théorique, utilisant les valeurs vraies des résistances des matériaux afin de tenter de prédire plus précisément le comportement de ces structures armées.

1 - Présentation du montage expérimental

1.1 Schéma mécanique

L'objectif de cet essai est de tester le fonctionnement en flexion des poutres, avec une zone de moment constant. Le dimensionnement a été effectué pour une rupture en Pivot A, mais avec mobilisation significative du béton (proche du Pivot B théorique) et avec une rupture théorique à l'effort tranchant peu supérieure. Ainsi, il doit être possible de juger d'une chute éventuelle des propriétés mécaniques du béton provoquée par l'alcali-réaction. Afin de réaliser un schéma mécanique conforme aux hypothèses du dimensionnement, un montage mécanique simple a été réalisé (Figure II-179).
Il permet d'appliquer les sollicitations nécessaires à la rupture des six poutres en flexion quatre points (bras de levier de 1,175 m).

1.1.1 Appuis des poutres

Les appuis des poutres sont réalisés à l'aide de deux cylindres métalliques afin de représenter le mieux possible une poutre simplement appuyée. L'un des deux est libre de rouler dans un fer en U, tandis que l'autre est bloqué. La portée ainsi obtenue pour les essais est de 2,75 m.
Afin d'éviter une concentration de contrainte au droit des appuis, les cylindres n'appuient pas directement sur le béton des poutres, des plaques métalliques minces sont utilisées comme intermédiaires, ce qui permet de répartir la résultante d'appui sur 60 mm de large.

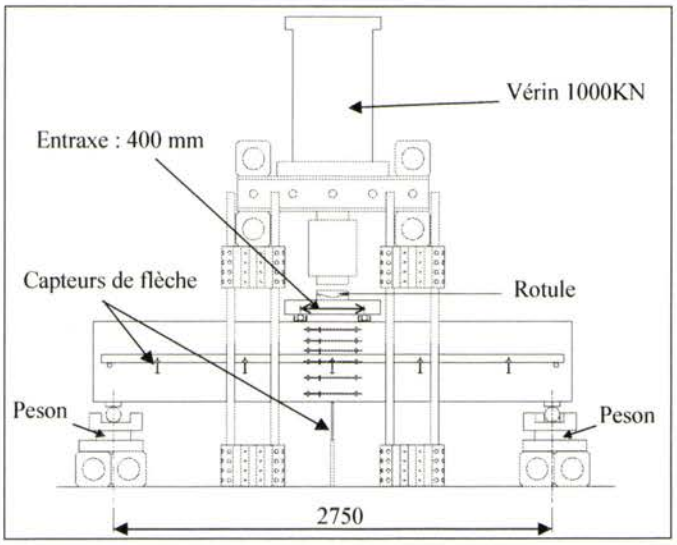


Figure II-179 : Schéma mécanique pour l'essai de rupture des poutres

1.1.2 Application et évaluation des efforts

Les efforts sont appliqués par un vérin de 1000 kN de capacité maximale. Ils sont transmis par l'intermédiaire d'un chevêtre métallique reposant sur des rouleaux de 250 mm de long placés dans des fers en U de 80 mm de base afin d'éviter les concentrations de contraintes (un libre de rouler et l'autre bloqué - Figure II-180).
Afin de répartir l'effort du vérin et de garantir la direction verticale de l'effort, une rotule sphérique est placée entre le vérin et le chevêtre d'application des efforts. Enfin, pour pouvoir vérifier la valeur des efforts exercés par le vérin pendant toute la durée du chargement, des pesons sont intercalés entre les appuis cylindriques de la poutre et la dalle d'essai.

Ainsi, du fait de l'équipement nécessaire aux essais, la poutre est finalement soumise à trois types d'efforts : son poids propre, le poids du chevêtre et les efforts du vérin. Le moment total à prendre en compte à mi-portée et dans toute la région de moment constant est donc :

$$M_{tot}^{f} = \frac{a}{2}(F_{vérin} + P_{chevêtre}) + p\frac{l^2}{8}$$

avec : a, le bras de levier réel (égal à 1,175 m),
$F_{vérin}$, l'effort exercé par le vérin,
$P_{chevêtre}$, le poids du chevêtre intermédiaire (ainsi que celui de la rotule, des rouleaux et des fers en U) entre le vérin et la poutre (évalué à environ 1 kN),
p : le poids propre de la poutre (calculé avec une densité de 2,29, ce qui donne une charge linéique de l'ordre de 3 kN/m),
l : la portée de la poutre (2,75 m).

Remarques : En fait, le moment amené par le poids propre n'est pas constant dans cette zone. De plus, le moment apporté par les éléments du montage et par le poids propre

de la poutre est de l'ordre de 3 kN.m, ce qui est négligeable pour la rupture des poutres armées, mais pas pour la rupture des poutres non armées (moment maximal compris entre 20 kN.m et 40 kN.m).

1.2 Pilotage des essais

Tous les essais ont été pilotés en déplacement, à partir du déplacement du vérin, ce qui a permis la mesure du comportement post-rupture des six poutres.
Pour les poutres non armées, l'état de fissuration avancée des corps d'épreuve réactifs empêchait de maintenir une flèche constante, ce qui a conduit à effectuer des chargements monotones de vitesse lente (environ 1 µm par seconde pour une durée d'essai d'environ 15 minutes), sans cycle de déchargement / rechargement.

1.3 Instrumentation

Pendant toute la durée des essais, des mesures de déformations de la section médiane et des mesures de flèches ont été effectuées.

1.3.1 Déformations de la section médiane

Ces mesures ont été réalisées à l'aide de capteurs TESA, palpant sur une cible métallique collée sur une barre de renvoi de 300 mm de long. Cette technique permet de mesurer des déplacements relatifs dans la direction longitudinale sur une base de 300 mm à l'intérieur de la zone de moment constant (Figure II-180, Figure II-181).

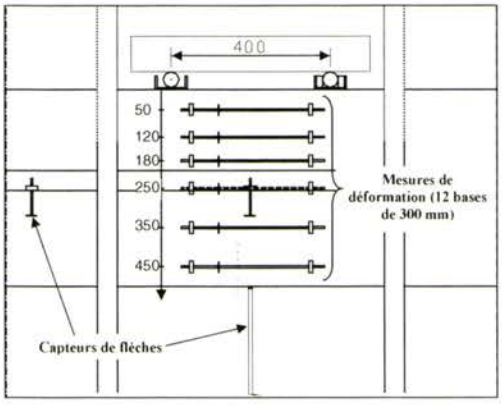


Figure II-180 : Schéma d'instrumentation pour la mesure des déformations de la section médiane des poutres pendant l'essai de rupture

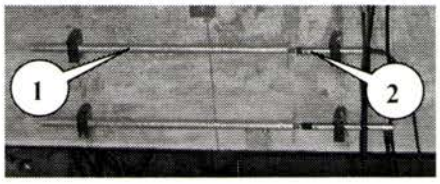


Figure II-181 : Mesure de déformations de la section médiane des poutres (1 : tiges de renvois, 2 : capteurs de déplacement)

Ces mesures sont effectuées en vis-à-vis à six profondeurs différentes : 50, 120, 180, 250, 350 et 450 mm.

1.3.2 Flèches

La flèche des poutres pendant le chargement a été mesurée par le dispositif constitué par les deux règles en aluminium et les dix capteurs numériques déjà en place pour le suivi, et par une mesure directe entre le béton de la poutre et la dalle d'essais, afin de mesurer un tassement d'appui éventuel (comparaison entre les capteurs fixés aux règles à mi-portée et la mesure par rapport à la dalle - Figure II-179). Le capteur complémentaire de plus grande course permet de suivre plus longtemps le comportement des poutres armées.

1.3.3 Protocole

Pour la préparation et la fixation des différents capteurs, les poutres ont été sorties une semaine avant l'essai. L'aluminium a alors été retiré pour relever les fissures sur les faces latérales (Annexe 9). Ainsi, la température des poutres est revenue à la température ambiante et les surfaces ont séché. Puis les poutres ont été mises sur les appuis du montage (différents des appuis utilisés pendant tout le reste de l'expérimentation, du fait d'un risque de rupture locale pour les poutres armées).

2 - Comportement à rupture des poutres non armées

2.1 Effort

L'utilisation des deux pesons sous les appuis des poutres permet de connaître précisément les efforts appliqués. Les mesures de tous les pesons sont initialisées juste avant le lancement de l'essai afin de s'affranchir du poids propre de la poutre et du chevêtre, qui est mesuré par les pesons inférieurs mais que le peson du vérin de chargement ne "voit" pas. Pour évaluer la précision des mesures d'efforts, il est important de comparer les efforts mesurés par ces deux pesons à l'effort mesuré par le peson du vérin qui exerce le chargement. Cette comparaison a été effectuée pour toutes les poutres. Elle montre que dans le cas des poutres non armées, la différence relative entre ces deux mesures est maximale pour la poutre P1, pour laquelle elle est de l'ordre de 9 %, alors qu'elle est inférieure à 3 % pour les deux autres poutres (Annexe 12).

2.2 Mesures de déplacement

2.2.1 Déformations de la section centrale

Pour les trois poutres non armées, les déformations mesurées dans la hauteur de la zone centrale sont trop faibles pour être analysées. En effet, dans la phase où les poutres ont un comportement relativement élastique, les déplacements induits par les déformations et mesurés par les capteurs sont inférieurs à 20 µm, ce qui est de l'ordre des incertitudes des capteurs utilisés, compte tenu de leur course et du montage avec tige de renvoi.

2.2.2 Flèche de la poutre

Les mesures de déplacement sont effectuées soit par rapport à la règle d'aluminium utilisée pendant tout le reste de l'étude, soit par rapport à la dalle d'essai. La comparaison des deux capteurs en vis-à-vis fixés à la règle avec le capteur fixé sur la dalle, tous trois à mi-portée, permet de déterminer les tassements d'appuis et la symétrie de la mesure sur chaque face. Pour les trois poutres non armées, cette analyse

montre que les tassements d'appuis ne sont pas négligeables, en particulier dans le cas de la poutre témoin P3 (Annexe 12). Dans toute l'analyse de ces trois poutres, nous avons donc utilisé la moyenne des flèches mesurées à mi-portée par les capteurs fixés à la règle et dont les mesures sont symétriques (Annexe 12). Le point 0 de ces capteurs étant effectué une fois la poutre posée sur ces appuis et le chevêtre posé sur la poutre, ils permettent de mesurer la flèche provoquée par le seul chargement du vérin. En outre, ils permettent de s'affranchir de tous les problèmes de tassement.

2.3 Comportement en flexion des trois poutres non armées

2.3.1 Eléments théoriques

Les mesures sur éprouvettes permettent de déterminer un comportement idéalisé des trois poutres.

En effet, en supposant un comportement homogène de la poutre en flexion simple, les contraintes maximales sont atteintes simultanément au niveau des deux fibres extrêmes. Du fait de la dissymétrie du comportement en traction et en compression d'un matériau comme le béton, la rupture est causée par l'atteinte de la résistance en traction f_t en fibre inférieure. Il existe toujours un biais entre résistance en traction par fendage et par flexion. Cependant, les mesures de résistance en traction par fendage sont les seules évaluations de la résistance en traction du matériau à notre disposition. Elles nous permettent d'estimer l'effort maximal admissible par ces poutres :

$$F_{verin}^{max} = \frac{2}{a}\left(\frac{2 f_t I}{h} - p\frac{l^2}{8}\right) - P_{chevêtre}$$

avec : I, moment quadratique des poutres non armées ($b.h^3/12$).
h, la hauteur des poutres (0,50 m),
b, la largeur des poutres (0,25 m),
a, bras de levier (1,175 m).

De même, en supposant un comportement idéal des poutres et la constance de l'inertie de la poutre pendant la totalité de l'essai, les mesures du module d'Young E effectuées sur éprouvettes conduisent à l'évaluation de la flèche obtenue pour un tel effort :

$$f = \frac{a.F_{verin}^{max}}{E.I}\left(\frac{l^2}{16} - \frac{a^2}{12}\right)$$

Pour tous les calculs suivants, nous avons pris les mesures des éprouvettes conservées en eau, ce qui est la conservation la plus proche de celle des poutres dans la zone inférieure tendue. Pour la résistance en traction, nous avons utilisé la moyenne de la résistance en fendage horizontal. Ainsi, les modules d'Young sont respectivement de 28700 MPa et de 42650 MPa pour le béton réactif et le béton non réactif, et les résistances en traction par fendage, de 4,0 MPa et de 4,7 MPa.

2.3.2 Analyses des mesures

Les comportements expérimentaux des trois poutres et les comportements idéalisés pour les deux bétons ont été tracés sur la même figure (Figure II-182).

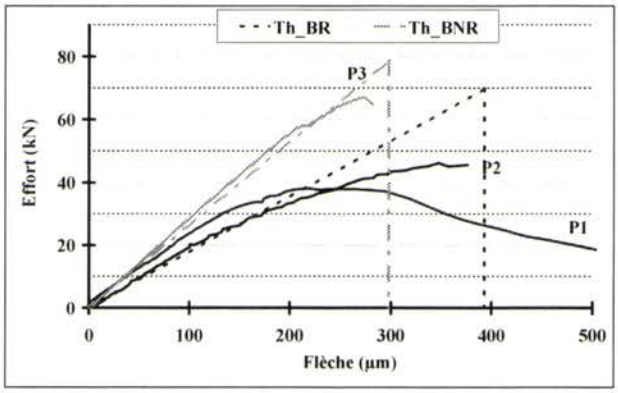


Figure II-182 : Courbes Effort / Flèches des trois poutres non armées

Les trois corps d'épreuve se comportent assez différemment. En premier lieu, la poutre P1 a un comportement singulier pour une structure en béton non armé. En effet, le comportement mécanique de cette poutre n'apparaît pas comme particulièrement fragile, contrairement au comportement des deux autres poutres qui sont plus proches du comportement attendu pour des structures en béton non armé. En supposant une poutre homogène pendant tout l'essai, la contrainte maximale dans cette poutre est de 2,5 MPa. Le module d'Young est évalué à 34900 MPa dans la partie linéaire de la courbe entre 2 kN et 30 kN.

Les comportements de P2 et P3 sont plus proches du comportement idéal attendu de ces deux bétons. La poutre P2 s'en écarte à partir de 30 kN et rompt pour une contrainte de traction équivalente de 2,9 MPa. Le module d'Young déterminé sur cette courbe est de 32200 MPa pour des efforts compris entre 2 kN et 20 kN, ensuite son comportement n'est plus suffisamment linéaire pour continuer à définir un module.

Enfin, le comportement de P3 est particulièrement proche du comportement théorique, avec un module évalué à 46400 MPa entre 2 kN et 40 kN, avec une allure particulièrement linéaire, et une rupture fragile à 4,1 MPa, donc assez proche des valeurs de résistance en traction de ce béton.

Différences de comportement des poutres réactives non armées

Les différences de comportement des deux poutres réactives s'expliquent assez simplement par le suivi visuel des essais et par l'état de fissuration de ces corps d'épreuve. En effet, la rupture de la poutre P1 s'est développée à partir d'une fissure transversale ayant été provoquée par l'alcali-réaction (Figure II-183).

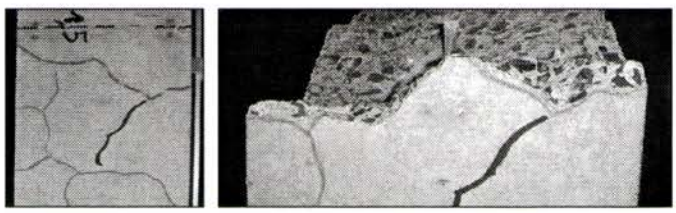


Figure II-183 : Face inférieure de la poutre P1, à gauche, fissure causée par l'alcali-réaction ; à droite, la même fissure après rupture

Ainsi, cette fissure a commencé à s'ouvrir dès le début du chargement et n'a cessé de progresser jusqu'à obtenir une rupture progressive, le pilotage en déplacement de l'asservissement permettant de conduire l'essai jusqu'à la ruine sans exercer d'effort brutal sur la poutre.
Au contraire, pour la poutre P2, la rupture est survenue dans une fissure existante qui n'était pas complètement transversale (Figure II-184).

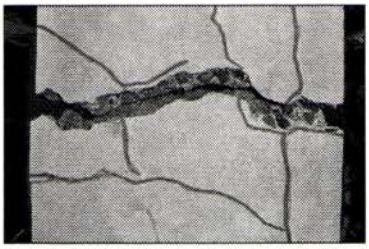


Figure II-184 : Face inférieure de la poutre P2 après rupture

Ainsi, son comportement est plus proche de celui de la poutre P3, qui n'était pas du tout fissurée, avec une rupture brutale quand la résistance en traction a été atteinte dans la partie non fissurée de la poutre. Cependant, l'effort maximal final n'est pas très différent pour les deux poutres.

Résistances à la traction

Les valeurs de contraintes de traction obtenues par le calcul élastique pour les deux poutres réactives non armées sont entre 30 % et 40 % plus faibles que dans les essais de fendage. Ces écarts peuvent s'expliquer par l'importance de la direction de la fissuration sur l'évaluation des résistances en traction dans le cas de bétons atteints d'alcali-réaction. En effet, si le béton est sollicité en traction dans une direction perpendiculaire à la fissure, l'effort maximal de traction repris par le béton est moins important que dans la direction perpendiculaire. Ainsi, l'essai de flexion conduit ici à une valeur apparente de résistance à la traction inférieure. Cette valeur de résistance est une valeur apparente car, en fait, les efforts ne sont repris que par le matériau non fissuré et donc par une section de béton inférieure à celle de la poutre ou de l'éprouvette. Finalement, ce n'est pas tellement la résistance à la traction qui doit être mise en cause, mais la définition de la section résistant aux efforts. En outre, comme nous l'avons signalé dans la présentation de l'étude, pour les essais de traction par fendage horizontal, il est difficile de connaître la direction selon laquelle les éprouvettes sont soumises à la traction. Dans ce cas, il n'est pas du tout certain que l'essai soit effectué dans le cas le plus défavorable. En revanche, dans le cas de ces deux poutres, nous avons vu l'importance de la fissuration transversale. Dans cet essai de flexion, les fibres sont sollicitées perpendiculairement à la fissuration, ce qui conduit à des valeurs relativement plus faibles. Le problème de la représentativité des essais de fendage pour caractériser la résistance en traction des bétons dégradés par l'alcali-réaction reste donc entier, tant à cause de la géométrie de l'essai que du fait de la présence de fissures *[Clayton, 1990], [Siemes & Visser, 2000], [Smaoui, 2003]*.

Modules d'élasticité

Enfin, les modules déterminés sur les poutres réactives sont plus proches de ceux déterminés sur éprouvettes conservées sous aluminium que sur éprouvettes conservées en eau. La poutre témoin non réactive montre le résultat inverse. Ainsi, les différences entre les modules mesurés sur éprouvettes conservées en eau et sur poutre sont de l'ordre de 22 % pour P1, 12 % pour P2 et de 9 % pour P3. Elles sont respectivement de 1 %, 7 % et de 20 % par rapport aux éprouvettes conservés sous aluminium. Les écarts peuvent provenir des différences de conservation réelle entre poutres et éprouvettes avant et pendant l'essai, mais également de différences liées à l'essai utilisé pour déterminer ce module.

3 - Comportement à rupture des poutres armées

3.1 Comportement théorique

A titre de référence et en tenant compte du ferraillage adopté, on a déterminé le comportement en service et le comportement ultime de ces trois corps d'épreuve, dans les hypothèses du règlement BAEL 91 modifié 99 *[BAEL, 1999]*.

3.1.1 Comportement en service

3.1.1.1 Généralités

Le comportement en service de poutres en béton armé peut être expliqué par deux phases successives. Une première phase pendant laquelle le béton n'est pas encore fissuré ; toute la section résiste alors aux efforts exercés sur la poutre. Une deuxième phase, pendant laquelle la fissuration se développe et pour laquelle seule la section de béton comprimé et les aciers participent à la raideur de la structure.

Détermination de l'effort de fissuration

Pendant la première phase pour laquelle la poutre n'est pas fissurée, toute la section résiste. L'axe neutre de la poutre passe donc par le centre de gravité de sa section (caractérisé par une profondeur z_0), qui répond donc à la formule :

$$z_0 = \frac{0,5.b.h^2 + n.(A.d + A'.d')}{bh + n(A + A')}$$

avec : b et h, la largeur et la hauteur des poutres (m),
n, le coefficient d'équivalence acier / béton,
A' et A, l'aire des aciers comprimés et tendus de la poutre (m^2),
d' et d, les positions respectives des aciers comprimés et tendus par rapport à la fibre supérieure des poutres (m).

L'inertie de la poutre est alors l'inertie non fissurée I_0 :

$$I_0 = \frac{1}{3}b.z_0^3 + n.A'(z_0 - d')^2 + n.A(d - z_0)^2 + \frac{1}{3}b.(h - z_0)^3$$

La fissuration de la poutre est atteinte quand la contrainte de béton en fibre inférieure tendue est égale à la résistance en traction, c'est-à-dire pour un moment valant :

$$M_{fis}^{f} = \frac{f_t.I_0}{(h - z_0)}$$

Une fois le moment de fissuration connu, il est possible de déterminer l'effort de fissuration par la formule :

$$M'_{fis} = \frac{a}{2}\left(F_{fis} + P_{chevêtre}\right) + p\frac{l^2}{8}$$

et de calculer la flèche correspondante :

$$f_{fis} = \frac{a.F_{fis}}{E.I_0}\left(\frac{l^2}{16} - \frac{a^2}{12}\right)$$

Détermination du moment de service maximum

La même méthode que précédemment peut être utilisée pour déterminer le moment maximal de service admissible par la poutre. Dans cette configuration, il ne faut plus prendre en compte le béton tendu ; l'axe neutre de la poutre passe alors à la cote z_{ser}, qui est la solution de l'équation des moments statiques de la section homogénéisée réduite :

$$z_{ser} = \frac{1}{b}\left(-n(A+A') + \sqrt{n^2(A+A')^2 + 2bn(Ad+A'd')}\right)$$

L'inertie quadratique de la poutre s'écrit alors :

$$I_1 = \frac{bz_{ser}^3}{3} + n.A'(z_{ser} - d')^2 + nA(d - z_{ser})^2$$

Le moment de service maximal est atteint quand une des contraintes admissibles (soit celle du béton comprimé, soit celle des aciers tendus) est dépassée. Le dépassement de la contrainte admissible par le béton comprimé (fixée à $0.6.f_{cj}$ par le BAEL) permet d'écrire :

$$M_{ser} = \frac{0.6.f_{cj}.I_1}{z_{ser}}$$

Ce moment est le plus défavorable si la contrainte dans les aciers ne dépasse pas la limite fixée (égale à f_e, limite d'élasticité des aciers – fissuration non préjudiciable - pour cette recherche du moment de service maximum), c'est-à-dire :

$$\sigma_{st} = n.(d - z_{ser})\frac{M_{ser}}{I_1} \leq f_e$$

Sinon, le moment maximum en service se calcule par la formule issue du dépassement de la contrainte admissible (f_e) dans les aciers tendus :

$$M_{ser} = \frac{f_e.I_1}{n(d - z_{ser})}$$

et dans ce cas, il faut que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} z_{ser} \leq 0.6.f_{cj}$$

L'effort maximum de service (F_{ser}) se déduit alors de la formule :

$$M_{ser} = \frac{a}{2}(F_{ser} + P_{chevêtre}) + p\frac{l^2}{8}$$

Flèche de la poutre fissurée

Une fois que la section est fissurée, il ne faut plus prendre en compte que le béton comprimé et les sections des armatures. Cependant, les fissures ne se développent pas dans toutes les sections. Ainsi, dans cette phase, le BAEL autorise de calculer les flèches des poutres à partir d'une inertie fictive I_f prenant en compte cette fissuration

aléatoire *[BAEL, 1999]*. Cette inertie se calcule à partir de l'inertie de la section non fissurée (I_0) à l'aide de la formule :

$$I_f = \frac{I_0}{1+\lambda.\mu}$$

avec : λ, coefficient dépendant de la résistance à la traction du béton et du taux d'armatures. Pour des déformations instantanées d'une poutre rectangulaire, qui vaut :

$$\lambda = \frac{0{,}05.f_{tj}}{5\,\frac{A}{bd}}$$

μ, étant un coefficient dépendant des mêmes paramètres et de la contrainte des aciers au droit des sections (ici, f_c), il vaut :

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75.f_{tj}}{4\,\frac{A}{b.d}\,f_c + f_{tj}}$$

La flèche atteinte pour le moment de service maximum est alors déterminée par la formule :

$$f_{ser} = \frac{a.F_{ser}}{E.I_f}\left(\frac{l^2}{16} - \frac{a^2}{12}\right)$$

3.1.1.2 Applications aux poutres de l'étude

Afin d'analyser tous les aspects de l'impact de l'alcali-réaction sur le comportement structurel de ces poutres, il nous a semblé intéressant de mener deux calculs. D'une part, le calcul réglementaire, utilisant les caractéristiques mécaniques à 28 jours, permet de savoir si l'alcali-réaction qui s'est développée dans ces poutres remet en cause leur sécurité théorique. D'autre part, un calcul de vérification, sans coefficient de sécurité et avec des valeurs de résistances les plus proches possibles de celles des matériaux réels (à 2 ans), permet de comparer le comportement, supposé réaliste ainsi obtenu, et l'expérience.

Données communes aux deux calculs

Toutes les grandeurs relatives à la géométrie des poutres sont communes aux deux calculs :

- la largeur des poutres, b, est égale à 0,25 m,
- les aires d'aciers A' et A des poutres faiblement armées (P4 et P6) sont respectivement :
  2 HA 10 ($1{,}57.10^{-4}$ m²) et 2 HA 16 ($4{,}02.10^{-4}$ m²),
- les enrobages des aciers de ces poutres sont tels que :
  d' = 0,045 m et d = 0,452 m,
- les aires d'aciers A' et A de la poutre fortement armée (P5) sont :
  2 HA 20 ($6{,}28.10^{-4}$ m²) et 2 HA 32 ($16{,}09.10^{-4}$ m²),
- et les enrobages des aciers de cette poutre sont tels que :
  d' = 0,048 m et d = 0,419 m.

Calcul réglementaire

Vu les résistances moyennes en compression des trois poutres à 28 jours, nous avons considéré ces bétons comme des B30, et réglementairement, $f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28}$ (soit 2,4 MPa). Le module d'Young a été pris égal à $11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$ (34180 MPa).

La résistance caractéristique des aciers a été prise égale à 500 MPa.

En outre, dans ces calculs, le coefficient d'équivalence acier - béton doit être pris pour un comportement à court terme. Il a été pris égal au tiers de celui à long terme donné par le BAEL, c'est-à-dire à 5.

Pour résumer le comportement mécanique des poutres, nous avons calculé les efforts et flèches limites ainsi que la raideur théorique (EI) dans les phases concernées.

Le résultat de ces calculs est donné dans le tableau suivant :

		Faiblement armée	Fortement armée
Fissuration	Effort F_{fis} (kN)	40	44
	Flèche f_{fis} (mm)	0,18	0,18
	Raideur avant fissuration EI_0 (N.m²)	95	100
Service (limitation à f_c)	Effort F_{ser} (kN)	124	203
	Flèche f_{ser} (mm)	2,4	1,8
	Raideur après fissuration EI_f (N.m²)	20	50

Tableau II-17 : Efforts et flèches au moment de la fissuration de la poutre, effort maximum de service et flèche correspondante et raideur (EI) pour les trois poutres armées, d'après le règlement BAEL 91 modifié 99

Calcul de vérification

Pour le calcul théorique, nous avons pris les valeurs vraies de toutes les grandeurs (à 2 ans en eau). Les propriétés mécaniques des bétons sont rappelées dans le Tableau II-18.

Pour la limite d'élasticité des aciers, nous avons estimé, faute de données expérimentales, qu'elle pouvait être majorée de 10 % (soit 550 MPa) par rapport à la valeur garantie. Enfin, le coefficient d'équivalence acier - béton a été calculé avec un module de l'acier de 200000 MPa et les valeurs de modules de béton données dans le Tableau II-18.

	Béton Réactif	Béton Non Réactif
Résistance en traction	4,0	4,7
Résistance en compression	46,7	61,9
Module d'Young	28700	42650

Tableau II-18 : Propriétés mécaniques des bétons utilisées pour le calcul de vérification du comportement des poutres

Ces valeurs permettent d'obtenir les efforts de fissuration et les flèches, qui devraient se rapprocher des valeurs expérimentales (Tableau II-19).

L'écart important entre les valeurs calculées par le BAEL 91 et le calcul de vérification pour la poutre fortement armée provient du mécanisme limitant (Tableau II-17 et Tableau II-19). Dans les deux cas, la contrainte admissible du béton est atteinte avant la contrainte admissible des aciers. La résistance du béton réactif utilisée pour le calcul passe de 30 MPa à 47,6 MPa, ce qui amène une différence significative entre les deux efforts maximaux. Au contraire, pour les deux poutres faiblement armées, le mécanisme limitant pour le calcul BAEL est la contrainte dans le béton comprimé,

mais devient la contrainte de traction dans les aciers pour le second calcul, ce qui a pour effet de peu modifier la valeur de l'effort maximal.

		Faiblement armée		Fortement armée
		P4	P6	P5
Fissuration	Effort F_{fis} (kN)	73	70	84
	Flèche f_{fis} (mm)	0,39	0,33	0,40
	Raideur avant fissuration EI_0 (N.m²)	80	105	90
Service	Effort F_{ser} (kN)	154	155	375
	Flèche f_{ser} (mm)	4,1	3,1	5,1
	Raideur après fissuration EI_f (N.m²)	15	20	30

Tableau II-19 : Efforts et flèches au moment de la fissuration de la poutre et effort maximum de service et flèche correspondante pour les trois poutres armées pour vérification de l'expérience

3.1.2 Comportement ultime en flexion

3.1.2.1 Rappels généraux

En négligeant le béton tendu et en utilisant le diagramme rectangulaire simplifié pour représenter le comportement du béton comprimé *[BAEL, 1999]*, l'équilibre de la section des poutres peut s'écrire au centre de gravité des aciers sous la forme :

$$\begin{cases} N_u = 0{,}8.z_u.b.f_{bu} + A'\sigma_{sc} - A\sigma_{st} = 0 \\ M_u = 0{,}8.z_u.b.f_{bu}(d - 0{,}4.z_u) + A'\sigma_{sc}(d - d') \end{cases}$$

avec : N_u, l'effort normal dans la section (N), nul en flexion simple,

M_u^{max}, le moment de flexion maximal pouvant être repris par la section de la poutre (N.m),

z_u, la position de l'axe neutre par rapport à la fibre supérieure de la poutre au moment de la rupture de la poutre (m),

b, la largeur des poutres (m),

f_{bu}, la résistance réglementaire en compression du béton dans l'hypothèse du diagramme parabole rectangle et/ou rectangulaire simplifié (MPa),

A' et A, l'aire des aciers comprimés et tendus de la poutre,

σ_{sc} et σ_{st}, les contraintes des aciers comprimés et tendus,

d' et d, les positions respectives des aciers comprimés et tendus par rapport à la fibre supérieure.

Dans ce système, quatre grandeurs sont inconnues : la position de l'axe neutre, les contraintes dans les aciers et le moment ultime.

En supposant que tous les aciers se plastifient au cours de l'essai, nous pouvons écrire :

$$\sigma_{sc} = \sigma_{st} = f_{su}$$

La première équation du système nous permet alors de déterminer la position de l'axe neutre (z_u).

Puis, en supposant une adhérence parfaite entre les aciers et le béton et que les aciers tendus atteignent le Pivot A ($\varepsilon_{st} = 10.10^{-3}$), les déformations des aciers et du béton comprimé s'écrivent :

$$\begin{cases} \varepsilon_{sc} = \dfrac{z_u - d'}{d - z_u}\varepsilon_{st} \\ \varepsilon_{bc} = \dfrac{z_u}{d - z_u}\varepsilon_{st} \end{cases}$$

Le calcul de ces déformations permet de vérifier l'état du béton comprimé, et ainsi de contrôler la véracité de l'hypothèse selon laquelle l'acier tendu a atteint préalablement le Pivot A et de vérifier l'état des aciers comprimés, afin de constater s'ils sont ou non plastifiés.

Si le Pivot B est atteint avant le Pivot A (ε_{bc} supérieure à $3{,}5.10^{-3}$), il faut refaire le calcul en fixant la déformation du béton comprimé à cette valeur limite.

Si les aciers sont plastifiés, ils sont soumis à une contrainte égale à la résistance en traction. S'ils ne le sont pas, leur contrainte est obtenue par l'application de la loi de Hooke et la position de l'axe neutre z_u doit être re-calculée. La première équation devient alors une équation du second degré permettant d'obtenir la position du nouvel axe neutre théorique. Il faut de nouveau vérifier si le Pivot B est atteint. La deuxième équation donne alors la valeur du moment maximum pouvant être repris par la section.

3.1.2.2 Applications aux poutres de l'étude

Comme précédemment, nous avons effectué le calcul réglementaire et le calcul théorique de vérification de l'expérience.

Calcul réglementaire

Dans notre cas de chargement, l'essai a duré plusieurs heures ; la durée d'application des charges était donc comprise entre 1 et 24 heures ; ainsi, le BAEL 91 donne :

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

avec : f_{c28} : la résistance caractéristique en compression des bétons (les valeurs moyennes obtenues pour les trois poutres montrent que les deux bétons peuvent être considérés comme des B30),

θ : coefficient lié à la durée d'application des charges (0,9 dans notre cas),

γ_b : coefficient de sécurité sur le matériau béton (1,5).

Pour les aciers, le BAEL 91 donne : $f_{su} = f_e / \gamma_s$ avec f_e, résistance caractéristique des aciers (500 MPa) et γ_s, coefficient de sécurité matériau des aciers (1,15).

En effectuant les calculs réglementaires avec ces valeurs, les deux poutres faiblement armées atteignent la rupture en Pivot A pour un moment ultime d'environ 75 kN.m, soit un effort de l'ordre de 125 kN. La poutre fortement armée doit rompre en Pivot B (cas limite car ε_{st} vaut $9{,}5.10^{-3}$) pour un moment de 255 kN.m, soit environ 430 kN. Les aciers supérieurs ne sont pas plastifiés.

Calcul de vérification

Afin de déterminer plus précisément le comportement réel qui peut être attendu de ces poutres, nous avons refait les mêmes calculs en utilisant les résistances des matériaux et sans appliquer les coefficients de sécurité.

Pour le béton, nous avons utilisé les valeurs données ci-dessus (Tableau II-18). Pour l'acier, nous avons utilisé une valeur moyenne de 550 MPa.
Dans ce cas de figure, toutes les poutres ont une rupture théorique en Pivot A, pour un effort de l'ordre de 160 kN pour les deux poutres faiblement armées et pour un effort de l'ordre de 570 kN pour la poutre fortement armée.

3.1.3 Comportement vis-à-vis de l'effort tranchant

Des calculs doivent également être effectués pour connaître le comportement de ces structures vis-à-vis de l'effort tranchant.

3.1.3.1 Limite de résistance vis-à-vis du béton de l'âme

Ce calcul permet de chiffrer l'effort maximal que peuvent reprendre les poutres avant que les contraintes dans les bielles de béton, apparaissant du fait des sollicitations tangentes, n'atteignent la résistance en compression des bétons.
Dans le cadre de la vérification de type réglementaire, la contrainte tangentielle s'écrit :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

et doit être inférieure à une valeur limite définie par le BAEL 91 *[BAEL, 1999]* :

$$\overline{\tau_u} = \min(0{,}2.f_{cj}; 5\ MPa)$$

Ainsi, il est possible de calculer la valeur maximale de l'effort tranchant ultime V_u, liée à la résistance des bielles :

$$V_u^{\max} = b.d.\tau_u$$

Enfin, en négligeant le poids propre et le poids du montage, on peut déterminer l'effort maximal du vérin :

$$F_{vérin}^{\max} = 2.V_u^{\max}$$

3.1.3.2 Limite de résistance vis-à-vis des armatures d'âme

Ces calculs doivent être effectués en utilisant la formule du BAEL 91 :

$$\tau_u \le 0{,}9\frac{f_e}{\gamma_s}\frac{A_t}{b.s_t} + 0{,}3.f_{tj}$$

avec : A_t : la section d'armatures transversales (2 HA 8 pour les poutres faiblement armées et 2 HA 12 pour la poutre fortement armée),

b : la largeur de la poutre (0,25 m),

s_t : l'espacement des cadres d'effort tranchant (0,40 m pour les poutres faiblement armées et 0,20 m pour les poutres fortement armées),

γ_s : le coefficient de sécurité concernant la résistance de l'acier,

τ_u : contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

avec V_u : l'effort tranchant ultime,

f_{tj} : la résistance caractéristique de traction du béton ; elle est obtenue réglementairement par la relation avec la résistance à la compression (f_{cj}) :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$$

f_e : la résistance de l'acier.

Cette formule peut être utilisée pour déterminer à partir de quel effort tranchant, V_u^{max}, et donc de quel effort exercé par le vérin la tenue des poutres à l'effort tranchant n'est plus assurée :

$$F_{vérin}^{max} = 2.b.d.\left(0.9\frac{f_c}{\gamma_s}\frac{A_l}{b.s_t} + 0.3.f_{tj}\right)$$

3.1.3.3 Calculs réglementaires

Les efforts maximaux calculés pour les ruines vis-à-vis des deux mécanismes de ruine liés à l'effort tranchant sont résumés dans le Tableau II-20. En outre, ce tableau rappelle les valeurs des efforts maximaux des ruines vis-à-vis de la flexion.

Effort(kN)	Faiblement armée	Fortement armée
Compression des bielles	450	**420**
Fissuration diagonale	250	520
Rappel :		
Rupture en Flexion	**125**	***430***

Tableau II-20 : Efforts maximaux calculés réglementairement pour les trois poutres armées

Ces calculs permettent de montrer que les poutres faiblement armées sont dimensionnées pour une ruine en flexion. Le cas de la poutre fortement armée est plus limite avec un risque de ruine par cisaillement de l'âme à 420 kN proche de la rupture attendue en flexion par épuisement du béton (Pivot B) à 430 kN, avec un coefficient de sécurité sur la modélisation des mécanismes plus important dans le cas de l'effort tranchant que dans le cas de la rupture par flexion.

3.1.3.4 Calculs théoriques de vérification de l'expérience

Les résultats de ces calculs sont donnés dans le Tableau II-21. Ils confirment les mécanismes de ruine prévus par le calcul réglementaire, avec des ruines par flexion en pivot A pour les poutres faiblement armées et un risque de rupture par compression des bielles de béton pour la poutre fortement armée.

	Faiblement armée		Fortement armée
Effort (kN)	P4	P6	P5
Compression des bielles	560	560	**525**
Fissuration diagonale	400	400	730
Rappel :			
Rupture en Flexion	**160**	**160**	***570***

Tableau II-21 : Calculs de vérification des efforts maximaux pour les trois poutres armées

3.2 Résultats expérimentaux

3.2.1 Analyse des courbes effort - flèche des poutres armées

Les comportements des deux poutres faiblement armées soumises à une flexion quatre points sont relativement proches (Figure II-185) :

- dans une première phase, la section entière des poutres résiste aux efforts, ce qui amène une raideur comparable pour les deux poutres,

- dans une deuxième phase, la fissuration se fait ressentir, ce qui a pour effet de diminuer la raideur des structures. Etrangement, la diminution est plus importante pour la poutre témoin que pour la poutre réactive,
- enfin, l'effort tend vers un palier, assez proche pour les deux poutres.

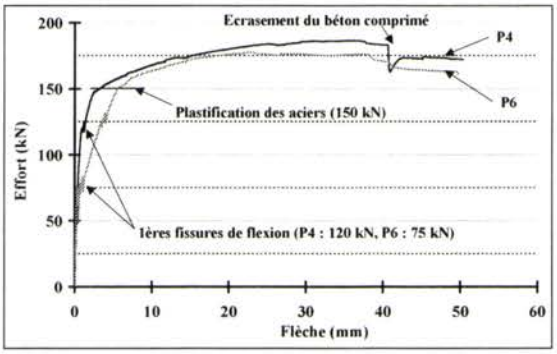


Figure II-185 : Courbes Effort / Flèche des deux poutres faiblement armées (P4 et P6)

La différence de comportement au cours de la deuxième phase s'explique par le développement de la fissuration de la poutre P6 au droit des cibles des trois capteurs de flèches placés à mi-portée (Annexe 12). Ainsi, les cibles de ces capteurs ont tendance à se déplacer à cause de la fissuration, ce qui a pour conséquence une augmentation locale de la flèche, ne représentant pas parfaitement le comportement de la structure. Par conséquent, cette deuxième phase est difficilement analysable pour la poutre témoin.
Au niveau de l'effort maximal, les deux poutres atteignent des efforts maximaux très proches : entre 185 kN et 190 kN, selon les pesons de mesures pour la poutre réactive et entre 178 kN et 190 kN pour la poutre témoin. La valeur maximale est toujours donnée par le peson du vérin de chargement, les différences entre les deux mesures étant analysées en Annexe 12. Pour les deux poutres, le mode de ruine est similaire avec une plastification des aciers (Pivot A) suivie d'une rupture du béton comprimé (Pivot B) en toute fin d'essai (Annexe 12) entraînant une chute de l'effort supporté. Par conséquent, les modes de ruine et les efforts à rupture dans les deux poutres sont similaires, le développement de l'alcali-réaction ne semble donc pas avoir affecté la résistance en flexion de la poutre P4.
Enfin, les essais ont été arrêtés quand les flèches de ces deux poutres atteignaient environ 50 mm, alors que la structure continuait à supporter des efforts importants.

Pour la poutre P5, la rupture a eu lieu pour un effort compris entre 610 kN et 624 kN, avec en premier lieu la plastification des aciers, suivie de la rupture du béton comprimé par Pivot B et par compression des bielles de béton provoquée par le cisaillement (Figure II-186 et Annexe 12).

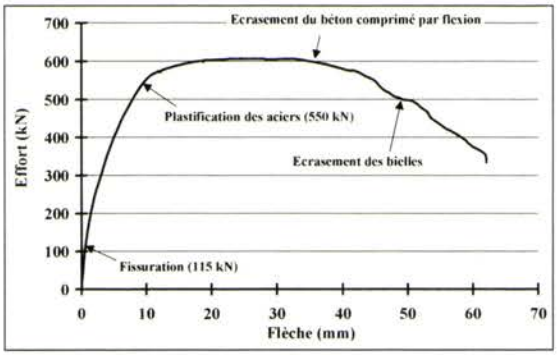


Figure II-186 : Courbes Effort / Flèche de la poutre fortement armée (P5)

L'analyse chiffrée au regard de la réglementation française et des calculs théoriques permet de compléter ces conclusions.

3.2.2 Analyse du comportement en service

L'analyse du comportement de cette phase se heurte au problème rencontré pour la mesure des flèches de la poutre témoin P6. La Figure II-187 permet d'illustrer que les comportements des deux poutres faiblement armées divergent au moment de l'apparition de la fissuration de la poutre témoin à environ 75 kN, ce qui est proche de la valeur prédite par le calcul théorique. Cette fissuration se manifeste par les chutes brutales d'effort autour de cette valeur. En revanche, la fissuration de la poutre réactive n'est manifeste que tardivement, pour une valeur voisine de 120 kN.

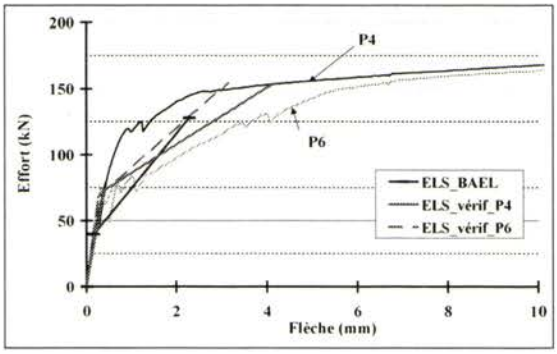


Figure II-187 : Comportement en service des deux poutres faiblement armées (P4, P6)

En ce qui concerne la poutre fortement armée, la fissuration du béton n'a pas le même effet sur le comportement global de la structure (Figure II-188). En effet, lors de l'essai, aucune chute brutale de l'effort n'est notée avant la rupture de la poutre comme il a pu être constaté sur les deux autres poutres.

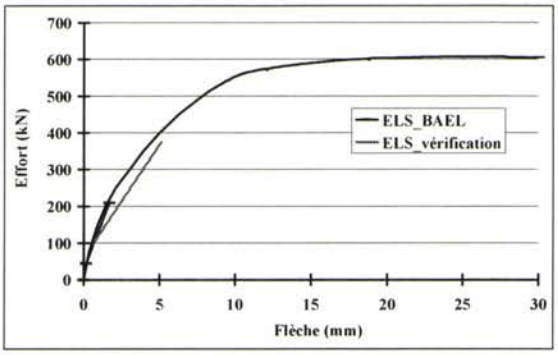


Figure II-188 : Comportement en service de la poutre fortement armée (P5)

Finalement, l'analyse du comportement des deux poutres réactives (Figure II-187 et Figure II-188) montrent que les calculs réglementaire et théorique de flèche basés sur l'inertie fictive permettent de représenter assez bien le comportement de ces structures.

Détermination de la raideur des corps d'épreuve

Au cours de ces essais, des cycles de déchargement / chargement ont été effectués sur les poutres. Ils permettent de déterminer une valeur de la raideur (EI) des poutres à différents stades de l'essai. Ces raideurs sont déterminées en calculant la pente de la régression linéaire représentant le cycle total de déchargement / rechargement.

Pour la poutre réactive P4, un seul cycle a été effectué entre 80 kN et 50 kN ; il permet de déterminer une raideur de 90 N.m², ce qui est une valeur légèrement inférieure à la valeur déterminée réglementairement avant fissuration (100 N.m²) et supérieure à la valeur déterminée avec les valeurs expérimentales vraies mesurées sur éprouvettes (80 N.m²).

Pour la poutre réactive P5, la raideur a été évaluée à 50 N.m² entre 300 kN et 200 kN, ce qui est de l'ordre de la raideur réglementaire (50 N.m²) mais supérieur à la raideur de vérification de la poutre fissurée (20 N.m²).

Pour la poutre témoin, deux cycles ont été effectués. Ainsi, la raideur est de 130 N.m² entre 50 kN et 25 kN et de 75 N.m² entre 80 kN et 50 kN. Ces valeurs montrent l'influence importante de la fissuration sur la raideur et surtout la propagation brutale de ces fissures de flexion avant 80 kN, inattendue pour le béton non réactif. Malgré les problèmes de mesures de flèches, ces raideurs sont supérieures aux raideurs déterminées réglementairement (100 N.m² avant fissuration et 25 N.m² après) et théoriquement (105 N.m² avant fissuration et 20 N.m² après).

L'analyse du comportement de ces différentes poutres montre que dans le cas de la poutre témoin, les calculs réglementaires et théoriques ont tendance à sous-estimer les raideurs des sections non fissurée et fissurée. Ainsi, les calculs permettent toujours de se placer en sécurité en surestimant les flèches des structures. Pour les deux poutres réactives, les raideurs des deux poutres étudiées ici sont assez proches des comportements réglementaires et théoriques mais avec une marge de sécurité plus faible que pour la poutre témoin. Par conséquent, la chute de module d'Young du béton réactif ne conduit pas à des chutes de raideurs aussi importantes que le laisserait supposer le calcul direct de la raideur EI, mais semble tout de même conduire à des

valeurs de raideurs plus faibles que pour la structure témoin. Ainsi, la détermination des flèches de structures endommagées par l'alcali-réaction semble pouvoir être effectuée par des calculs classiques d'inertie fictive. La valeur du module d'Young du béton devrait prendre en compte la chute constatée sur matériau afin de se placer en sécurité. Cependant, le nombre peu important de corps d'épreuve ne permet pas de conclure définitivement sur ce point.

Sections droites

L'analyse des déformations dans la zone centrale des poutres armées constitue un complément important des mesures précédentes. D'une part, elle permet de constater l'impact de la fissuration sur le comportement des sections, avec la remontée progressive de l'axe neutre consécutive à la remontée des fissures. D'autre part, ces sections droites permettent de définir la courbure moyenne de la poutre à mi-portée, ce qui permet de déterminer la raideur des structures à l'aide de la formule :

$$M_f(l/2) = EI.y''(l/2)$$

avec $M_f(l/2)$, le moment fléchissant à mi-portée de la poutre, EI, la raideur de la poutre et $y''(l/2)$, la courbure de la poutre à mi-portée. On a donc une seconde identification de la raideur expérimentale.

La fissuration tardive de la poutre P4 est confirmée par le comportement des sections droites, avec un axe neutre proche de la mi-hauteur jusqu'à un effort de 120 kN (Figure II-189), ce qui montre que toute la section de béton continue à résister aux sollicitations jusqu'à cet effort.

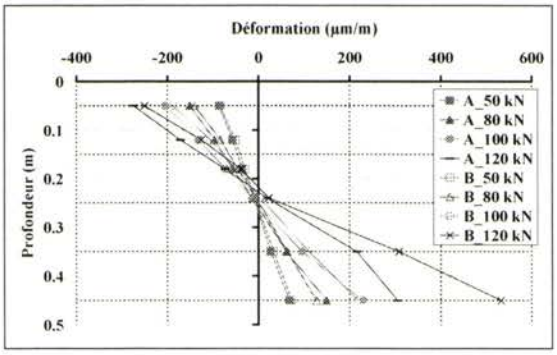


Figure II-189 : Sections droites de la poutres P4 (avec A et B les deux faces latérales de la poutre)

Au contraire, pour la poutre P6, la position de l'axe neutre quitte rapidement la mi-hauteur entre 50 kN et 80 kN, ce qui confirme que la fissuration apparaît avant 80 kN (Figure II-190). Ce résultat montre l'impact de la fissuration sur le comportement global de structures peu armées.

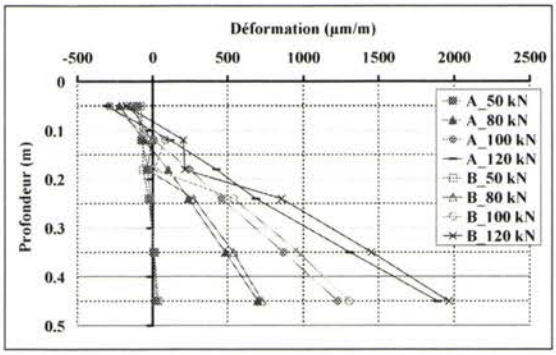


Figure II-190 : Sections droites de la poutre P6 (avec A et B les deux faces latérales de la poutre)

Pour la poutre P5, l'importance du ferraillage diminue l'influence de la fissuration du béton sur le comportement global de la structure. Ainsi, à 190 kN, l'axe neutre demeure proche de la mi-hauteur (Figure II-191), alors que la charge de fissuration est largement dépassée.

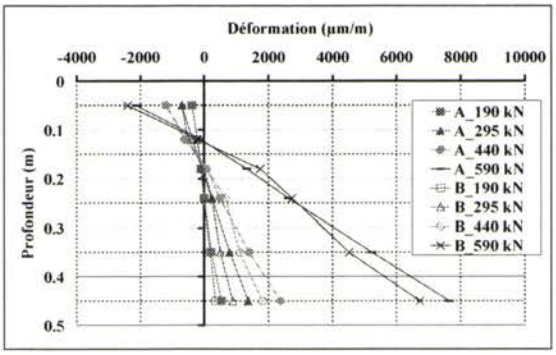


Figure II-191 : Sections droites de la poutre P5 (avec A et B les deux faces latérales de la poutre)

La rotation des sections permet donc de déterminer la raideur de ces trois structures. Cependant, cette détermination est fortement influencée par la position des fissures d'origine mécanique. Afin de comparer ces valeurs avec les valeurs déterminées par la flèche, les raideurs ont été calculées pendant les phases de déchargement / rechargement effectuées sur les trois poutres.
Les raideurs ainsi déterminées sont données dans le Tableau II-22.

	P4	P5	P6	
EI par "flèche"	90	50	130	75
EI par "section"	70	40	110	30

Tableau II-22 : Comparaison des raideurs calculées à partir de la mesure de flèches et à partir des déformations dans la zone de moment constant

Les raideurs des poutres déterminées par ces mesures sont toutes plus faibles que celles déterminées par la mesure de la flèche à mi-portée. Cette différence peut s'expliquer par le fait que la flèche intègre le comportement de toute la poutre, alors

que les déformations utilisées ne concernent que 0,40 m de la zone centrale. Ces mesures permettent de confirmer l'impact de la fissuration sur le comportement des structures faiblement armées et l'ordre de grandeur des raideurs des trois structures.

3.2.3 Analyse du comportement ultime en flexion

En ce qui concerne le comportement ultime, nous avons tracé sur deux graphiques les courbes effort / flèche des trois structures ainsi que les valeurs maximales déterminées réglementairement et théoriquement (Figure II-192 et Figure II-193). Cette analyse montre clairement que l'alcali-réaction ne remet pas en cause la pérennité structurelle de ces deux poutres endommagées, avec des efforts maximaux réglementaires nettement inférieurs aux valeurs mesurées, compte tenu des mécanismes de rupture attendus (pivot A - pivot B - compression des bielles).

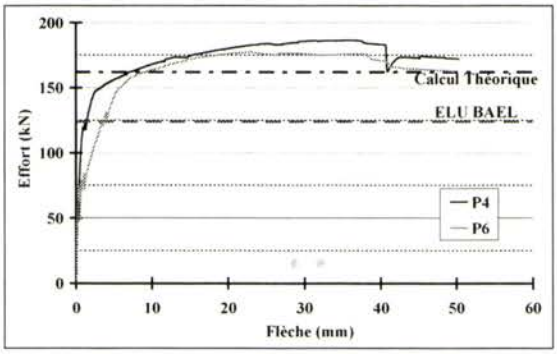


Figure II-192 : Comportement à rupture des deux poutres faiblement armées (P4, P6)

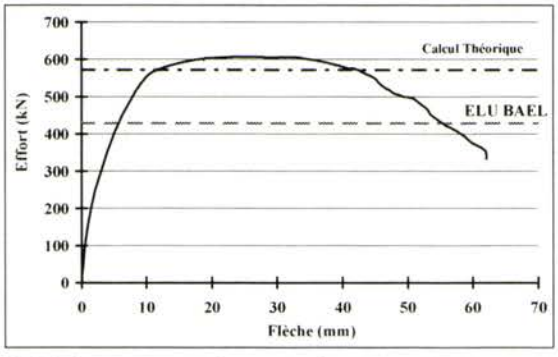


Figure II-193 : Comportement à rupture de la poutre fortement armée (P5)

Plusieurs éléments peuvent expliquer les différences entre le calcul théorique et le comportement réel des structures. D'une part, la représentation simplifiée de l'essai engendre toujours une part d'incertitude sur le résultat des calculs. D'autre part, du fait de l'hétérogénéité du béton, les résistances en compression déterminées sur éprouvettes ne peuvent être exactement celles du béton en place. Enfin, nous avons pris pour valeur de résistance de l'acier, la résistance élastique garantie majorée de 10 %, alors que la résistance élastique peut être encore supérieure et que la résistance concernée ici

est une résistance après plastification des aciers. Ainsi, avec des résistances comprises entre 600 MPa et 650 MPa, l'effort ultime des trois poutres peut être retrouvé.

3.2.4 Analyse du comportement ultime en cisaillement

Lors de ces chargements à rupture, toutes les poutres ont montré des fissurations diagonales, dues à l'effort tranchant (Figure II-194 et Annexe 12).

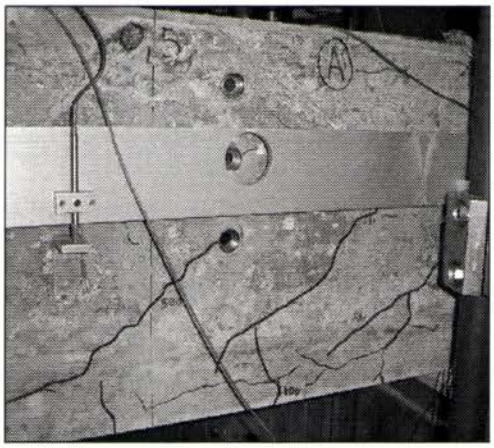


Figure II-194 : Fissuration de cisaillement de la poutre P5

Pour les deux poutres faiblement armées, les premières fissures diagonales sont apparues entre 150 kN et 180 kN, ce qui ne permet pas de juger d'une réduction de résistance en traction du béton de la poutre réactive. Pour la poutre fortement armée P5, elles ont été notées pour un effort de l'ordre de 300 kN. En outre, le pilotage de l'essai en déplacement a permis, dans la succession des mécanismes de ruine, d'observer la rupture traduisant un effort tranchant excessif par écrasement d'une bielle de béton (Annexe 12).

4 - Conclusion

Ces essais ont permis d'apporter des conclusions concernant le comportement mécanique de structures non armées et le comportement mécanique de structures armées.

Les essais effectués sur les poutres non armées ont montré que les comportements des poutres réactives étaient fortement influencés par la fissuration préexistante provoquée par l'alcali-réaction. Ainsi, la résistance en traction "équivalente" obtenue sur ces structures est plus faible que celle prédite par les essais de fendage, qui ne semblent pas être les plus efficaces pour rendre compte de l'influence de l'état de fissuration du béton sur la résistance à la traction. En revanche, la mesure des flèches permet de retrouver le même ordre de grandeur de module d'Young que les essais sur éprouvettes.

Pour les poutres armées, le comportement de la poutre faiblement armée réactive est particulièrement proche de celui de la poutre témoin. Au niveau du fonctionnement en service, la chute du module d'Young du béton semble avoir un effet légèrement néfaste sur les raideurs. Ainsi, ces valeurs sont de l'ordre des valeurs réglementaires, déterminées à partir des propriétés visées lors de la formulation du béton, alors que les raideurs de la poutre témoin leur sont légèrement supérieures. L'écart de raideur reste en tout état de cause relativement faible vis-à-vis de la dispersion des valeurs réelles de module d'Young du béton et des incertitudes liées à la prise en compte de la fissuration dans le calcul de l'inertie. La résistance ultime mesurée reste également supérieure, et avec une marge indépendante du caractère réactif ou pas du béton, à celle déterminée réglementairement avec les valeurs de résistance théorique de formulation du béton.

Par conséquent, dans le cadre de poutres dimensionnées pour une rupture en Pivot A, il peut être conclu que les méthodes de vérification usuelles de structures permettent de prédire correctement le comportement des ouvrages endommagés par l'alcali-réaction. Les rigidités peuvent être déterminées en tenant compte de la baisse du module, ce qui permet de conserver des marges de sécurité par rapport aux calculs théoriques. Les modes de rupture en flexion (pivots A et B) ont été vérifiés conformément aux calculs classiques, de même que la rupture par écrasement des bielles par effort tranchant. Par conséquent, les structures en béton armé, généralement dimensionnées en supposant un de ces mécanismes de ruine, peuvent le plus souvent être vérifiées en utilisant les méthodes classiques même si elles sont endommagées par l'alcali-réaction.

Conclusion

L'enjeu majeur de cette étude était de constituer et d'analyser une banque de données expérimentales indispensable à la validation de méthodologies de réévaluation d'ouvrages d'art dégradés par l'alcali-réaction. Ces méthodes de calcul doivent en effet être capables de prendre en compte les différents paramètres influençant le développement des gonflements dus à l'alcali-réaction, déjà assez largement identifiés par la littérature et le retour d'expérience sur les ouvrages atteints. En particulier, la représentation de structures réelles impose aux modélisations de maîtriser précisément l'influence de l'eau et des contraintes sur les expansions, et donc sur le comportement des structures dégradées.

Ce programme expérimental a comporté deux phases distinctes. Dans un premier temps, les corps d'épreuve et les techniques expérimentales nécessaires à leur suivi ont dû être définies et conçues, afin de fournir des données précises représentatives du comportement de structures réelles. Puis, l'étude a consisté à caractériser et analyser le comportement des bétons et des six poutres de l'étude, d'un point de vue "hydrique", "mécanique" (à l'échelle du matériau) et "structurel".

Définitions des corps d'épreuve

Pour mener une analyse mécanique simple permettant de distinguer les effets de chaque paramètre de l'étude, les structures modèles ont été définies comme des poutres de 3 m de long (portée de 2,80 m), 0,25 m de large et 0,50 m de haut, armées ou non. De plus, pour distinguer les effets du retrait et de l'absorption d'eau (également présents pour les bétons classiques) des effets propres à l'alcali-réaction, deux formulations ont été étudiées : la première dite "réactive", contenant des granulats réactifs, et une formulation témoin, contenant des granulats non réactifs.

L'étude de l'influence des apports d'eau sur le développement de l'alcali-réaction nous a conduits à définir deux phases de conditions hydriques distinctes : la phase dite de "séchage", durant 14 mois, pendant laquelle les poutres sont soumises à un gradient vertical d'humidité entre la face inférieure immergée et la face supérieure soumise à une atmosphère d'humidité relative égale à 30 %, et la phase de "remise en eau" (9 mois), pendant laquelle la face supérieure est recouverte d'eau, la face inférieure restant immergée.

En outre, afin de caractériser le comportement des matériaux, des éprouvettes cylindriques et prismatiques en nombre important ont été réalisées et suivies.

Moyens expérimentaux

La réalisation d'une salle climatisée à 38°C et 30 % de HR a permis de conserver les poutres et les éprouvettes dans des conditions contrôlées. Finalement, la température des structures peut être définie comme suit :

- Pendant la phase de séchage, les poutres ont une température de 37°C ± 1,5°C.
- Pendant la phase de remouillage, leur température est de 35°C ± 1,5°C.

Les éprouvettes conservées à 30 % de HR, sous aluminium et en eau avaient une température de 38°C ± 1°C. Les éprouvettes conservées en atmosphère saturée avaient une température de 37°C ± 1°C.

Des techniques classiques ont été utilisées pour caractériser les matériaux :

- La méthodologie de *[Larive, 1998]* a permis la caractérisation des variations de masse et des potentiels de déformation des deux formulations de béton.
- Les caractéristiques mécaniques (résistance en compression, module, résistance en traction par fendage selon diverses orientations) ont été mesurées selon les normes respectives.
- Le robot de mesure conçu pour l'étude de Larive *[Larive, 1998]* a été adapté pour mesurer les déformations transversales et longitudinales d'éprouvettes avec ou sans frettage.

La détermination des mouvements hydriques dans les structures a nécessité l'utilisation de trois techniques distinctes :

- La technique de pesage a été spécialement conçue pour cette étude ; elle a permis de mesurer la variation de masse globale des poutres à plus ou moins 10 g près.
- Des capteurs capacitifs de mesure d'humidité relative ont été placés dans des réservations en équilibre hydrique avec le béton à quatre profondeurs.
- Un banc de gammadensimétrie, également conçu pour cette étude, a permis d'établir les profils de variation relative de masse dans la partie supérieure des poutres (avec une précision de 0,4 % sur la variation relative de masse locale).

Le comportement structurel a été suivi par trois moyens de mesure durant toute la phase de vieillissement en exposition hydrique et thermique contrôlée :

- des mesures de déformation locale internes, à quatre profondeurs, dans les trois directions, utilisant des extensomètres à corde vibrante petite base, conçus pour cette étude,
- des mesures de déformation globale externes, dans les trois directions, utilisant également des extensomètres à corde vibrante conçus pour cette étude mais avec des bases de mesure atteignant jusqu'à 3 m.
- des mesures de flèches, réalisées à l'aide de capteurs de déplacement numériques du commerce.

Caractérisation des matériaux

Les mesures réalisées sur éprouvettes ont permis de caractériser précisément le potentiel de déformation des deux matériaux sous quatre environnements voisins de 38°C : en atmosphère à 30 % de HR, sous aluminium étanche, à 100 % de HR et en

eau. Ces mesures ont été utilisées pour déterminer les déformations hydriques et chimiques imposées dans les six poutres étudiées. Elles montrent, en outre, qu'un apport d'eau tardif permet la reprise de gonflements, avec une cinétique plutôt rapide, même si les gonflements avaient déjà atteint une valeur stabilisée en atmosphère saturée ou sous aluminium. Le potentiel d'expansion ne semble donc pas disparaître avec le vieillissement des gels d'alcali-réaction. Ainsi, il est possible de dire que le béton réactif étudié a un potentiel d'expansion maximum correspondant à la déformation mesurée sur les éprouvettes conservées en eau. Quel que soit son historique hydrique, il peut atteindre cette valeur s'il est, à un moment de son histoire, en contact avec de l'eau suffisamment longtemps. A tous les stades de cette histoire, il reste cependant susceptible de manifester un retrait de séchage réversible proportionnel à sa perte d'eau (exprimée en variation relative de masse) s'il est placé dans un environnement plus sec.
Les caractéristiques mécaniques des deux bétons suivent la même évolution, à l'exception du module d'Young qui diminue de 30 % entre 28 jours et 1 an puis remonte à 2 ans. Ce comportement a déjà été noté lors de campagnes expérimentales précédentes *[Larive, 1998]* et semble confirmé par l'analyse de la réponse vibratoire de structures *[Siegert, 2003]*.

Essais d'expansion résiduelle

Les essais d'expansion résiduelle présentent une cohérence avec le suivi des gonflements d'éprouvettes de béton, à condition de superposer le gonflement qui s'est produit avant le prélèvement et celui qui se produit pendant toute la durée de l'essai. Ce résultat valide la méthodologie de re-calcul du potentiel de gonflement *[Li & Coussy, 2002]*, *[Li, 2002]* et invalide l'analyse qui suppose que les gonflements des huit premières semaines ne sont pas causés par l'alcali-réaction.

Mouvements hydriques dans les poutres

Pendant toute l'étude, les mesures ont permis de montrer que la cinétique de transport hydrique dans les poutres pouvait être représentée par la cinétique classique en racine carrée du temps, même avec superposition du séchage et de l'imbibition.
Après 14 mois de séchage :

- Aucune différence n'est apparue entre les deux formulations, l'alcali-réaction ne semble donc pas modifier les mouvements d'eau dans les structures.
- Malgré un séchage sévère, l'humidité relative est restée supérieure à 83 % à 0,08 m de profondeur. Cette humidité a permis le développement de l'alcali-réaction, mis en évidence par des expansions verticales mesurées entre 0,04 m et 0,12 m de profondeur. Ce résultat est conforme à des études antérieures *[Nilsson, 1983]*, *[Olafsson, 1986]*.
- Le séchage a provoqué une perte de masse moyenne de 5 % à 0,02 m de profondeur, qui se stabilise après 200 jours.
- Au dessous de 0,02 m de profondeur, les pertes de masse n'ont pas atteint leur stabilisation.
- Le séchage a atteint une profondeur moyenne de l'ordre de 0,12 m.
- L'imbibition dans la partie inférieure des poutres a été représentée par une pénétration de front, qui pénètre d'environ 0,11 m en 14 mois.

Pendant la phase de remouillage, le pesage et les mesures d'humidité relative interne à 0,08 m de profondeur révèlent un comportement hydrique différent pour les poutres réactives par rapport aux poutres non réactives. Ce comportement, qui n'est pas confirmé par celui des éprouvettes cylindriques, peut s'expliquer par une fissuration importante et particulièrement ouverte au niveau des faces supérieures des poutres réactives.
L'ensemble de ces données a été synthétisé par des modèles simplifiés dont la représentativité a été chiffrée. Ces modèles représentant l'effet des mouvements hydriques par des profils de variation relative de masse le long de la hauteur des poutres. Ces profils constituent une étape intermédiaire de validation, ou une donnée de recalage utile, pour effectuer l'analyse mécanique de ces poutres et ainsi tester les méthodes de re-calcul des structures atteintes par l'alcali-réaction *[Multon et al., 2003-a]*.

Alcali-réaction et apports d'eau

D'un point de vue structurel, les sections droites des corps d'épreuve, dont la rotation est caractérisée à partir des déformations longitudinales mesurées, restent relativement planes pendant toute l'étude, à l'exception de perturbations locales liées à la fissuration des structures et au caractère hétérogène du matériau. Ainsi, ces corps d'épreuve respectent l'hypothèse fondamentale de la théorie de la Résistance des Matériaux. En outre, la relation entre la courbure de ces sections planes et les flèches des poutres, obtenue par l'analyse RdM, permet de valider la cohérence des déformations longitudinales et des flèches des corps d'épreuve mesurées et autorise ainsi à conclure à un comportement de type "poutre" des six corps d'épreuve. L'ensemble des mesures longitudinales de toutes les poutres peut donc être synthétisé par deux grandeurs : une déformation moyenne de la structure, utilisant par exemple la mesure globale effectuée par les extensomètres externes de 3 m de long placés à 0,23 m de profondeur (Figure II-173), et la flèche à mi-portée, mesurée par les capteurs de déplacement (Figure II-174).

Pendant la phase de séchage :

- Les mesures verticales et transversales des deux poutres témoins montrent des déformations cohérentes avec les profils de variation relative de teneur en eau :
  - du retrait entre 0,00 m et 0,08 m de profondeur,
  - des déformations pratiquement nulles entre 0,17 m et 0,27 m,
  - des gonflements d'origine hydrique au-dessous.
- Pour les quatre poutres réactives, ces conditions hydriques ont permis le développement de gonflements verticaux et transversaux importants entre 0,17 m et 0,50 m de profondeur, des gonflements plus faibles à 0,08 m et du retrait uniquement sur la face supérieure soumise au séchage.

Les gonflements d'alcali-réaction se sont donc développés en relation avec les variations de teneur en eau. En outre, conformément aux mesures d'humidité relative, les gonflements verticaux montrent que l'alcali-réaction n'a pas été stoppée entre 0,04 m et 0,12 m de profondeur, malgré des conditions sévères de séchage.

- Dans la direction longitudinale, ce gradient de déformations dans la hauteur de la poutre a provoqué des flèches de 1 mm sur la poutre témoin non armée, de 5,5 mm pour la poutre réactive non armée dosée normalement et de 6,5 mm pour la poutre non armée sous-dosée en alcalins.

La poutre P1, sous-dosée en alcalins, présente donc un comportement légèrement différent de celui de P2, dosée normalement, principalement pendant la phase de séchage. Les différences peuvent s'expliquer par une différence de seuil d'humidité pour l'arrêt des gonflements, ceux-ci étant stoppés pour une humidité relative plus élevée pour P1 que pour P2 du fait du sous-dosage en alcalins.

Pendant la phase de remise en eau :

- Les apports d'eau tardifs ont amené une reprise brutale des gonflements d'alcali-réaction dans les quatre poutres réactives.
- La remise en eau a provoqué une homogénéisation des amplitudes de gonflements hydriques et chimiques, le cas échéant, sur toute la hauteur des six poutres dans les directions verticales et transversales, conforme aux profils de variations relatives de masse.
- Cette reprise des gonflements a amené une "remontée" partielle ou totale des poutres. Ainsi, les flèches finales des deux poutres réactives non armées (P1, P2) sont du même ordre (environ 4 mm) contre environ 0,5 mm pour les deux poutres témoins (P3, P6).

Cette analyse qualitative des mesures a été complétée par un calcul de Résistance des Matériaux en considérant les gonflements d'alcali-réaction et les déformations d'origine hydrique comme des déformations imposées.

Pendant la phase de séchage :

- Ces calculs ont permis de représenter correctement le comportement longitudinal des trois poutres non armées, dont le comportement est principalement lié aux conditions hydriques.
- Ils montrent que ce comportement est piloté par le retrait en fibre supérieure, les expansions importantes en fibre inférieure et des expansions plus modérées en partie médiane.
- En outre, ils témoignent de l'importance du caractère anisotrope des gonflements d'alcali-réaction et de l'influence de la fissuration sur ce paramètre, ces points étant indispensables à une modélisation fidèle du comportement de ces structures.

Pendant la phase de remise en eau, la reprise des gonflements a impliqué l'apparition de contraintes de compression importantes dans la partie haute des poutres soumises à la pénétration du front d'eau supérieur. Ainsi, ces contraintes ont amené une réduction des gonflements dans la direction longitudinale et un report dans les directions perpendiculaires, qui s'est traduit par une fissuration longitudinale importante.

Alcali-réaction sous contrainte

L'analyse de l'influence des contraintes a été effectuée en deux parties : une étude sur éprouvettes cylindriques soumises à des états de contraintes multi-axiaux et une étude sur structures armées.

L'étude sur éprouvettes a permis de montrer que :

- Dans le cas de contraintes mécaniques appliquées, la déformation volumique reste du même ordre, avec un report des gonflements dans la direction la moins chargée. Ce report se produit pour des contraintes faibles, de l'ordre du MPa, ce qui confirme les conclusions de *[Larive et al., 1996]*.
- Les conséquences des gonflements d'alcali-réaction sont fortement réduites par application d'un état de contrainte tri-axial. Cependant, au regard des incertitudes de mesure et d'analyse, les déformations volumiques imposées restent toujours du même ordre.

Au total, les déformations induites par l'alcali-réaction ne peuvent pas être prédites en considérant le gonflement comme une déformation imposée constante quel que soit l'état de contrainte des structures et déterminée uniquement sur des éprouvettes en gonflement libre. En effet, l'analyse mécanique de ces essais a montré que la valeur de la déformation imposée dans les différentes directions dépendait directement de l'état de contrainte des éprouvettes.

L'analyse des mesures effectuées sur structures armées confirme ces conclusions. Ainsi, les armatures ont un effet réducteur important dans la direction longitudinale de fonctionnement des poutres. L'analyse mécanique de ces structures a permis de comprendre que cet effet était dû en partie à une mise en traction des armatures, mais qu'il était également nécessaire de tenir compte du développement de contraintes de compression importantes dans la partie inférieure des poutres, pendant la phase de séchage, puis dans la partie supérieure, après la remise en eau. Ces contraintes impliquent des déformations imposées plus faibles dans les parties concernées que l'expansion qu'auraient permis de prédire les mesures sur cylindres en gonflement libre. L'introduction d'un coefficient de réduction appliqué aux déformations imposées en partie comprimée permet de retrouver très correctement le comportement des poutres. Un effet similaire se développe dans les poutres non armées lors de la remise en eau. Ainsi, quelle que soit la nature des contraintes de compression, elles impliquent toujours une réduction des déformations imposées dans les directions concernées.
Par ailleurs, l'effet des armatures dans les directions verticales et transversales des poutres est faible et plutôt causé par une influence de ces aciers sur les faciès de fissuration que par un effet de "précontrainte" des aciers sur le béton réactif.

Résistance mécanique de structures dégradées par l'alcali-réaction

Les essais mécaniques à rupture ont permis de montrer une influence relativement importante de l'état de fissuration sur la ruine des poutres non armées, avec finalement une résistance à la traction effective inférieure à celle déterminée par les essais de fendage.
Au niveau du fonctionnement en service, la chute du module d'Young du béton semble avoir un effet légèrement néfaste sur les raideurs des poutres armées soumises à un chargement, les valeurs de raideurs mesurées étant de l'ordre des valeurs réglementaires alors que les raideurs de la poutre témoin leur sont supérieures.

Compte tenu des modes de rupture vis-à-vis desquels ces poutres étaient dimensionnées à l'Etat Limite Ultime (ruptures en Pivot A, peu éloignées du Pivot B et de la rupture par bielles comprimées) :

- les structures en béton armé peuvent être re-calculées de façon sûre vis-à-vis de ces modes, sans modifications des caractéristiques du béton,
- l'alcali-réaction n'entraîne pas de chute de capacité portante pour les poutres dimensionnées en Pivot A.

Banques de données

Ces essais ont permis de constituer une banque de données importante pouvant être utilisée dans de nombreux cadres du génie civil : représentation de transports hydriques (séchage ou imbibition) dans les structures en béton, comportement structurel d'ouvrages en béton non réactif soumis à des variations d'humidité relative, et bien sûr comportement structurel d'ouvrages, armés ou non, dégradés par l'alcali-réaction. Pour ce dernier point, les analyses mécaniques ont permis de montrer que les modélisations destinées à représenter le comportement de telles structures doivent prendre en compte :

- la complexité du caractère anisotrope des gonflements imposés et les effets de la fissuration sur celui-ci,
- l'effet de réduction des gonflements, provoqué par la présence de contraintes de compression.

Synthèse

Concernant les mécanismes de l'alcali-réaction, ces essais ont permis de montrer le caractère cumulatif irréversible des gonflements d'alcali-réaction en fonction des apports d'eau. A l'échelle de la durée de l'étude, le potentiel de gonflement des gels d'alcali-réaction n'a pas paru être altéré par leur vieillissement. Ainsi, l'analyse des essais d'expansion résiduelle a permis de montrer que cette donnée d'expansion était cohérente avec une méthodologie de re-calcul des ouvrages, à condition d'être utilisée dans son ensemble. Enfin, le caractère anisotrope des gonflements provoqués par les gels d'alcali-réaction a été prouvé comme étant fortement influencé par les contraintes mécaniques appliquées.

Par ailleurs, les calculs effectués ont confirmé la validité d'une analyse mécanique représentant les gonflements chimiques comme des déformations imposées dépendant des données des apports d'eau, de la température et de l'expansion potentielle. Cependant, cette représentation nécessite la définition d'un modèle fin prenant en compte l'influence des apports d'eau et des contraintes mécaniques, mais également des effets de la fissuration du béton, et en particulier de son orientation, sur l'anisotropie des gonflements, afin de représenter le comportement global des structures atteintes.

Les essais à rupture ont confirmé la validité des modèles et des hypothèses fondamentales utilisés pour le dimensionnement du béton armé pour des structures dégradées par l'alcali-réaction, avec une réserve sur les dimensionnements liés directement à la résistance en traction.

Perspectives

Finalement, ces essais ont montré une fois de plus la complexité des phénomènes liant l'évolution chimique du béton et les apports d'eau. Dans le cadre de la modélisation de bétons atteints d'alcali-réaction, il semble possible d'établir une relation globale reliant les déformations et les apports d'eau, du retrait jusqu'au gonflement. Il restera à valider l'utilisation d'une représentation aussi synthétique pour des histoires hydriques complexes.

Les effets des contraintes mécaniques sur les gonflements provoqués par l'alcali-réaction ont été de nouveau mis en évidence, et une quantification a été esquissée, basée sur la réduction des déformations d'origine chimique en fonction de l'état de compression. Cependant, une modélisation précise des phénomènes passe par une quantification plus fine de cette influence.

Enfin, si le présent programme conforte l'intérêt et le potentiel de modèles de calcul qui utilisent le potentiel de déformations lié à l'alcali-réaction comme une déformation imposée, il est maintenant nécessaire d'acquérir une expérience de re-calcul de structures complexes à confronter aux présentes données. Cette expérience permettra seule de déterminer le niveau de confiance que l'on pourra attendre si l'on envisage la réévaluation d'un ouvrage dégradé par l'alcali-réaction.

Bibliographie

A

ABE M., KIKUTA S., MASUDA Y., TOMOSAWA T., 1989, **"Experimental study of mechanical behavior of reinforced concrete members affected by Alkali-Aggregate Reaction"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 691-696.

ACKER P., 1988, **"Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique"**, Rapport de recherche LPC n°152, 121 p.

AHMED T., BURLEY E., RIGDEN S., 1998, **"The static and fatigue strength of reinforced concrete beams affected by Alkali-Silica Reaction"**, ACI Structural Journal, Vol. 95(4), pp. 376-388.

AHMED T., BURLEY E., RIGDEN S., 1999, **"The effect of alkali-silica reaction on the fatigue behaviour of plain concrete tested in compression, indirect tension and flexure"**, Magazine of concrete Research, Vol. 51, n°6, pp. 375-390.

ANDRADE C., SARRIA J., ALONSO C., 1999, **"Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering"**, Cement and Concrete Research, Vol. 29, n°8, pp. 1249-1259.

ATTOLOU A., 1985, **"Etude du séchage du béton par gammadensimétrie : Tome 1"**, Rapport interne du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, A.E.R. 1.30.11.4, 29 p.

B

BACH F., THORSEN T., NIELSEN M.P., 1992, **"Load carrying capacity of structural members subjected to alkali silica reaction"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, Great-Britain, pp. 9-21.

BACHE H.H., ISEN J.C., 1968, **"Modal determination of concrete resistance to pop-out formation"**, J. Amer. Cont. Inst., Vol. 65, pp. 445-450, cité par *[Nielsen et al., 1993]*.

BAEL 91, 1999, **"Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armée suivant la méthode des états-limites"**, modifiées 99, Règlement français.

BALLIVY G., KHAYAT K., GRAVEL C., HOULE D., 2000, **"Influence of reinforcement steel on the expansion of concrete affected by Alkali-Aggregate Reaction"**, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Canada, pp. 919-928.

BARBIER F., 2003, **"Simulation numérique de structures atteintes de réaction alcali-granulats, comparaison avec l'expérience et étude paramétrique"**, Mémoire de DEA (MAISE), ENS de Cachan, ENPC, Université de Marne la Vallée, Université Pierre et Marie Curie (Paris 6), 46 p.

BARDIAU P., 1993, **"Une thérapeutique contre l'alcali-réaction"**, Le Moniteur, Juin, pp. 52-53.

BAROGHEL-BOUNY V., 1994, **"Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons : méthodes, analyse, interprétations"**, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 468 p.

BAROGHEL-BOUNY V., MAINGUY M., LASSABATÈRE T., COUSSY O, 1999, **"Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high performance cementitious materials"**, Cement and Concrete Research, Vol. 29, pp. 1225-1238.

BARON J., LESAGE R., 1969 ; **"Compacité et maniabilité des bétons hydrauliques"**, rapport de recherche LCPC n°3.

BARR B.I.G., VITEK J.L., BEYGI M.A., 1997, **"Seasonal shrinkage variation in bridge segments"**, Materials and Structures, Vol. 30, pp. 106-111.

BAZANT Z.P., KIM J.-K., PANULA L., 1991, **"Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete: Part 1 - Shrinkage"**, Materials and Structures, Vol. 24, pp. 327-345.

BAZANT Z.P., STEFFENS A., 2000, **"Mathematical model for kinetics of alkali-silica reaction in concrete"**, Cement and Concrete Research, Vol. 30, pp. 419-428.

BERUBE M.-A., FOURNIER B., FRENETTE J., 1989, **"Détérioration de fondations de pylônes d'ancrage de lignes de transport d'électricité par des réaction alcali-granulats, performance mécanique et réparation du béton"**, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 16, n°6, pp. 945-959.

BERUBE M.-A., DUCHESNE J., 1991, **"The effectiveness of Silica Fumes in suppressing expansion due to Alkali-Aggregate Reaction"**, CANMET/ACI

International Workshop on Use of Silica Fume in Concrete, Ottawa, Canada, pp. 255-304.

BERUBE M.-A., DUCHESNE J., 1992, **"Does Silica Fume merely postpone expansion due to Alkali-aggregate Reactivity?"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, Great-Britain, pp. 71-80.

BERUBE M.-A., CARLES-GIBERGUES A., 1992, **"La durabilité des bétons face à l'alcali-réaction"**, La Durabilité des bétons, Collection de l'Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 285-347.

BERUBE M.-A., FRENETTE J., PEDNEAULT A., RIVEST M., 2002-a, **"Laboratory assessment of the potential rate of ASR expansion of field concrete"**, Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 24, N°1, pp. 13-19.

BERUBE M.-A., DUCHESNE J., DORION J.F., RIVEST M., 2002-b, **"Laboratory assessment of alkali contribution by aggregates to concrete and application to concrete structures affected by alkali-silica reactivity"**, Cement and Concrete Research, Vol. 32, pp. 1215-1227.

BISSONNETTE B., PIERRE P., PIGEON M., 1999, **"Influence of key parameters on drying shrinkage of cementitious mateirals"**, Cement and Concrete Research, Vol. 29, pp. 1655-1662.

BLIGHT G.E., ALEXANDER M.G., SCHUTTE W.K., RALPH T.K., 1983, **"The effect of Alkali-Aggregate Reaction on the strength and deformation of a reinforced concrete structure"**, 6th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Copenhagen, Denmark, pp. 401-410.

BLIGHT G.E., 1991, **"A study of four waterproofing systems for concrete"**, Magazine of Concrete Research, Vol. 43, n° 156, pp. 197-203.

BOLLOTTE B., 1992, **"Development of an accelerated performance test on concrete for evaluating its resistance to AAR"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, Great-Britain, pp. 110-116.

BOULAY C., LE MAOU F., RENWEZ S., 1999, **"Quelques pièges à éviter lors de la détermination de la résistance et du module en compression sur cylindres de béton"**, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°220, pp. 63-74.

BOURQUIN, F., JOLY, M., 2001, **"A magnet-based vibrating wire sensor"**, International Conference on Smart Technology Demonstration and Devices, Edinburgh, Scotland.

BPEL, 1991, **"Règles techniques de conception et de calcul d'ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites"**, Fascicule 62 du CCTG, Règlement français.

BRAESTRUP M.W., HOLM J., 1989, **"Structural effects of Alkali-Silica Reactions in Concrete"**, Ramboll & Hannemann Bulletin, article présenté lors du Symposium DABI sur la réévaluation de structures en béton, Copenhagen, Denmark.

BROTSCHI J., MEHTA P.K., 1978, **"Tests methods for determining potential alkali silica reactivity in cements"**, Cement and Concrete Research, Vol. 8, 2, pp. 191-200.

BULTEEL D., GARCIA-DIAZ E., VERNET C., ZANNI H., 2002, **"Alkali-Silica Reaction. A method to quantify the reaction degree"**, Cement and Concrete Research, Vol. 32, pp. 1199-1206.

C

CAPRA B., 1997, **"Modélisation des effets mécaniques induits par les réactions alcali-granulats"**, Thèse de doctorat de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, 194 p.

CAPRA B, SELLIER, A., 2003, **"Modelling of alkali-aggregate reaction: orthotropic behaviour and numerical simulations"**, Mechanics of Materials, Vol. 35, pp. 817-830.

CAPRA B, SELLIER, A., 2003, **"Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations"**, Mechanics of Materials, Vol. 35, pp. 817-830.

CARLES-GIBERGUES A, CYR M., 2002, **"Interpretation of expansion curves of concrete subjected to accelerated alkali-aggregate reaction (AAR) tests"**, Cement and Concrete Research, Vol. 32, pp. 691-700.

CHANA P.S., 1989, **"Bond strength of reinforcement in concrete affected by alkali-silica reaction"**, British Cement Association, Transport and Road Research Laboratory, Contractor Report 141, 54 p.

CHANA P.S., KOROBOKIS G.A., 1991, **" Bond strength of reinforcement in concrete affected by alkali-silica reaction : Phase II"**, British Cement Association, Transport and Road Research Laboratory, Contractor Report 233, 54 p.

CHANA P.S., THOMPSON D.M., 1992, **"Laboratory testing and assessment of structural members affected by ASR"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, Great-Britain, pp. 156-166.

CHATTERJI S., 1979, **"The role of $Ca(OH)_2$ in the breakdown of portland cement concrete due to Alkali-Silica Reaction"**, Cement and Concrete Research, Vol. 9, pp. 185-188.

CHATTERJI S., JENSEN A.D., THAULOW N., CHRISTENSEN P., 1986, **"Studies of Alkali-Silica Reaction. Part 3. Mechanisms by which NaCl and $Ca(OH)_2$ affect the reaction"**, Cement and Concrete Research, Vol. 16, pp. 246-254.

CLARK L.A., 1989, **"Critical review of the structural implications of the Alkali Silica Reaction in concrete"**, Transport and Road Research Laboratory, Contractor Report 169, 89 p.

CLARK L.A., NG K.E., 1989, **"Some factors influencing expansion and strength of the SERC/BRE Standard ASR concrete mix"**, Science and Engineering Research Council, Repair, Maintenance and Operations Conference, London, Great-Britain, pp. 89-94.

CLARK L.A., 1991, **"Modeling the structural effects of Alkali-Aggregate Reaction on reinforced concrete"**, ACI Materials Journal, Vol. 88, pp. 271-277.

CLAYTON N., 1989, **"Structural performance of ASR affected concrete"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 671-676.

CLAYTON N., 1990, **"The cylinder splitting test as a method for determining the compressive strength of concrete"**, Magazine of Concrete Research, Vol. 42, n°150, pp. 51-55.

CLAYTON N., CURRIE R.J., MOSS R.M., 1990, **"The effects of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams"**, The Structural Engineer, vol. 68, N°15, pp. 287-292.

CLÉMENT J.-L., LE MAOU F., 2000, **"Etude de la répétabilité des essais de fluage sur éprouvette de béton"**, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N. 228, pp. 59-69.

COLINA H., ACKER P., 2000, **"Drying cracks: Kinematics and scale laws"**, Materials and Structures, Vol. 33, pp. 101-107.

COPE R., SLADE L., 1990, **"The shear capacity of reinforced concrete members subjected to alkali-silica reaction"**, Structural Engineering Review, 2, pp. 105-112.

COPE R. J., SLADE L., 1992, **"Effect of Alkali-Aggregate Reaction on shear capacity of beams, without shear reinforcement"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, Great-Britain, pp. 184-191.

D

DE LARRARD F., LARIVE C., 1994, **"BHP et alcali-réaction : deux concepts incompatibles ?"**, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°190, pp. 107-109.

DELOYE F.X., DIVET L., 1994, **"Les alcalins actifs dans les bétons français : Bilan de quinze années d'expertise"**, 3rd CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Supplementary papers, juin, Nice, France, pp. 673-685.

DEN UIJL J.A., KAPTIJN N., WALRAVEN J.C., 2000,**"Shear resistance of flat slab bridges affected by ASR"**, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Québec, Canada, pp. 1129-1138.

DENT GLASSER L.S., 1979, **"Osmotic pressure and the swelling of gels"**, Cement and Concrete Research, Vol. 9, pp. 515-517.

DENT GLASSER L.S., KATAOKA N., 1981, **"The chemistry of Alkali-Aggregate Reactions"**, 5th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Cape Town, South Africa, S252/23.

DIAMOND S., 1976, **"A review of Alkali-silica reaction and expansion mechanisms 2. Reactive Aggregates"**, Cement and Concrete Research, Vol. 6, pp. 549-560.

DIAMOND S., BARNEYBACK R.S. Jr, STRUBLE L.J., 1981, **"On the physics and chemistry of Alkali-Silica Reactions"**, 5th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Cape Town, South Africa, S252/22.

DIAMOND S., 1983, **"Alkali Reactions in concrete – Pore solution effects"**, 6th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Copenhagen, Denmark, pp.155-166.

DIAMOND S., 1989, **"ASR – Another look at mechanisms"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 83-94.

DRON R., BRIVOT F., 1993, **"Thermodynamic and kinetic approach to the Alkali-Silica Reaction. Part 2 : Experiment"**, Cement and Concrete Research, Vol. 23, pp. 93-103.

DUCHESNE J., BERUBE M.-A., 1994-a, **"The effectiveness of supplementary cementing materials in suppressing expansion due to ASR: another look at the reaction mechanisms. Part I: Concrete expansion and portlandite depletion"**, Cement and Concrete Research, Vol. 24, pp. 73-82.

DUCHESNE J., BERUBE M.-A., 1994-b, **"The effectiveness of supplementary cementing materials in suppressing expansion due to ASR: another look at the reaction mechanisms. Part II: Pore solution chemistry"**, Cement and Concrete Research, Vol. 24, pp. 221-230.

DUCHESNE J., BERUBE M.-A., 2003, **"Effect of the cement chemistry and the sample size on ASR expansion of concrete exposed to salt"**, Cement and Concrete Research, Vol. 33, pp. 629-634.

DUPONT J., 2002, **"Comportements de capteurs à fibres optiques, noyés ou fixés en surface d'ouvrages en béton"**, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 218 p.

F

FAN S., HANSON J.M., 1998-a, **"Length expansion and cracking of plain and reinforced concrete prisms due to Alkali-Silica Reaction"**, ACI Structural Journal, Vol. 95(4), pp. 480-487.

FAN S., HANSON J.M., 1998-b, **"Effect of Alkali Silica Reaction expansion and cracking on structural behavior of reinforced concrete beams"**, ACI Structural Journal, Vol. 95(5), pp. 498-505.

FASSEU P., 1997, **"Alcali-Réaction du béton : Essai d'expansion résiduelle sur béton durci"**, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Projet de méthode d'essai LPC N°44, 12 p.

FUJII M., KOBAYASHI K., KOJIMA T., MAEHARA H., 1986, **"The static and dynamic behaviour of reinforced concrete beams with cracking due to alkali silica reaction"**, 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Ottawa, Canada, pp. 126-130.

FURUSAWA Y., OHGA H., UOMOTO T., 1994, **"An analytical study concerning prediction of concrete expansion due to Alkali-Silica Reaction"**, 3rd CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Nice, France, pp. 757-779.

G

GAMACHE D., PLOURDE F., DIONNE I., CHAMBERLAND A., 1993, **"Réfection des piliers du pont Larocque : Béton atteint de réaction alcali-granulat"**, CPCA/CSCE Structural Concrete Conference, pp. 248-261.

GODART B., FASSEU P., MICHEL M., 1992, **"Diagnosis and monitoring of concrete bridges damaged by AAR in Northern France"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, England, pp. 368-375.

GODART B., 1993, **"Progression dans les connaissances sur les phénomènes d'alcali-réactions : évaluation et surveillance des ouvrages"**, Annales ITBTP, Octobre, n°517, pp. 134-162.

GODART B., LE ROUX A., 1995, **"Alcali-réaction dans le béton : mécanisme, pathologie et prévention"**, Techniques de l'ingénieur, traité de construction, 13 p.

GODART B., KITTEL G., FASSEU P., 1999, **"Manuel d'identification des réactions de dégradation interne dans les ouvrages d'art"**, Publication LCPC, 42 p.

GRANGER L., TORRENTI J.-M., ACKER P., 1997, **"Thoughts about drying kinetics shrinkage: Scale effects and modelling"**, Materials and Structures, Vol. 30, pp. 96-105.

GRAVEL C., BALLIVY G., KHAYAT K., QUIRION M., LACHEMI M., 2000, **"Expansion of AAR concrete under triaxial stresses : simulation with instrumented concrete block"**, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Québec, Canada, pp. 949-958.

GUDMUNDSSON G., ASGEIRSSON H., 1975, **"Some investigations on alkali-aggregate reaction"**, Cement and Concrete Research, Vol. 5, n°3, pp. 211-220.

GUEDON-DUBIED S., MARTINEAU F., LE ROUX A., 1992, **"Visualisation des produits de l'alcali-réaction par fluorescence. Extension de la méthode au diagnostic sur ouvrage"**, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°179, pp. 21-29.

GUEDON-DUBIED S., 2000, Compte-rendu de mission à l'étranger, Québec 2000, LCPC.

H

HALL C., 1989, **"Water sorptivity of mortars and concretes : a review"**, Magazine of Concrete Research, Vol 41, N° 147, June, pp. 51-61.

HOBBS D.W., GUTTERIDGE W.A., 1979, **"Particle size of aggregate and its influence upon the expansion caused by the alkali-silica reaction"**, Magazine of Concrete Research, Vol. 31, N°109, pp. 235-242.

HOBBS D.W., 1990, **"Alkali-silica reaction : its effect on concrete members and structures"**, 4th Rail Bridge Centenary Conference, Edinburgh, Scotland, pp. 798-799.

HOBBS D.W., 1999, **"Suitability of cores for determining expansion rate and future expansion in concretes adversely affected by ASR"**, 9th BCA Annual Conference on Higher Education and the Concrete Industry, Cardiff, UK, pp. 129-140.

HORNAIN H., THURET B., GUÉDON-DUBIED S., LE ROUX A., LAPORTE F., PIGEON M., MARTINEAU F., 1996, **"Influence of aggregates and mineral additives on the composition of the pore solution"**, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Melbourne, Australia, pp. 514-521.

HORNAIN H., BOURNAZEL J-P., 1999, **"Réaction alcali-silice : point sur les mécanismes de gonflement"**, Journée scientifique AFGC-DRAST sur l'alcali-réaction, 8 p.

I

IMAI H., YAMASAKI T., MAEHARA H., MIYAGAWA T., 1986, **"The deterioration by Alkali-Silica Reaction of Hanshin expressway concrete structures - Investigation and repair"**, 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Ottawa, Canada, pp. 131-135.

INOUE S., FUJII M., KOBAYASHI K., NAKANO K., 1989, **"Structural behaviors of reinforced concrete beams affected by Alkali-Silica Reaction"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 727-732.

ISE, Institution of Structural Engineers, 1992, **"Structural effects of alkali-silica reaction, Technical guidance on the appraisal of existing structures"**, Published for the Institution of Structural Engineers, London.

J

JENSEN V., 2000, **"In-situ measurement of relative humidity and expansion of cracks in structures damaged by AAR"**, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Québec, Canada, pp. 849-858.

JOLY M., 1999, **Brevet : "Capteur à fil vibrant notamment destiné à mesurer les déformations d'une structure"**, n° de dépôt : 9915522 (le 9/12/1999), n° de parution 2802299 (le 15/06/2001).

JONES T.N., 1988, **"A new interpretation of alkali-silica reaction and expansion mechanisms in concrete"**, Chemistry and Industry, vol. 18, January, pp. 40-44.

JONES A.E.K., CLARK L.A., 1994, **"The suitability in predicting the behaviour of structural members suffering from ASR"**, Magazine of Concrete Research, Vol. 46, N°167, pp. 145-150.

JONES A.E., CLARK L.A., 1996, **"The effects of restraint on ASR expansion of reinforced concrete"**, Magazine of Concrete Research, 48, N°174, pp. 1-13.

K

KATAWAKI K., 1989, **"Recent diagnosis and repair techniques for damaged concrete structure by ASR – A guideline for public works structures"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 851-856.

KELHAM S., 1988, **"A water absorption test for concrete"**, Magazine of Concrete Research, Vol. 40, n°143, June pp. 106-110.

KIM J.-K., LEE C.-S., 1998, **"Prediction of differential drying shrinkage in concrete"**, Cement and Concrete Research, Vol. 28, pp. 985-994.

KOBAYASHI K, INOUE S, YAMASAKI T, NAKANO K, 1988, **"Alkali Aggregate Reaction in prestressed concrete beams"**, The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 10, N°4.

KOBAYASHI K., SHIRAKI R., KAWAI K., 1989, **"Influence of alkali concentration distribution occurring in concrete members on expansion and cracking due to Alkali-Silica Reaction"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 641-646.

KOYANAGI W, ROKUGO K, ISHIDA H., 1986, **"Failure Behavior of reinforced concrete beams deteriorated by Alkali-Silica Reaction"**, 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Ottawa, Canada, pp. 141-145.

KOYANAGI W, ROKUGO K, UCHIDA Y, 1992, **"Mechanical properties of concrete deteriorated by Alkali Aggregate Reaction under various reinforcement ratios"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, Great-Britain, pp. 556-563.

KOYANAGI W, ROKUGO K, UCHIDA Y, IWASE H, 1996, **"Deformation behavior of reinforced concrete beams deteriorated by Alkali-Silica Reaction"**, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Melbourne, Australia, pp. 458-465.

KURIHARA T., KATAWAKI K., 1989, **"Effects of moisture control and inhibition on alkali silica reaction"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 629-634.

L

LARIVE C., LAPLAUD A., JOLY M., 1996, **"Behavior of AAR-affected concrete: Experimental data"**, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Melbourne, Australia, pp. 670-677.

LARIVE C., 1998, **"Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques"**, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Ouvrage d'Art, Rapport OA 28, 402 p.

LARIVE C., JOLY M., COUSSY O., 2000-a, **"Heterogeneity and anisotropy in ASR-affected concrete - Consequences for structural assessment"**, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Québec, Canada, pp. 969-978.

LARIVE C., LAPLAUD A., COUSSY O., 2000-b, **"The Role of Water in Alkali-Silica Reaction"**, 11th Int. Conf. on Alkali-Aggregate Reaction, Québec, Canada, pp. 61-70.

LARIVE C., TOUTLEMONDE F., JOLY M., LAPLAUD A., DERKX F., MERLIOT E., MULTON S., BOURDAROT E., PRENÉ S., JEANPIERRE A., 2000-c, **"Structural Effects of ASR in France on Real and Laboratory Structures"**, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Canada, pp. 979-988.

LCPC, 1994, **"Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction"**, Publication LCPC.

LE ROUX A., MASSIEU E., GODART B., 1992, **"Evolution under stress of a concrete affected by A.A.R - Application to the feasibility of strengthening a bridge by prestressing"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, Great-Britain, pp. 599-606.

LE ROUX A., THIEBAUT J., GUEDON J.-S., WACKENHEIM C., 1999, **"Pétrographie appliquée à l'alcali-réaction"**, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Ouvrages d'Art, Rapport OA 26, 98 p.

LEGER P., COTE P., TINAWI R., 1996, **"Finite element analysis of concrete swelling due to Alkali-Aggregate Reaction in Dams"**, Computer and Structures, Vol. 60, pp. 601-611.

LI K., 1999, **"Mechanical modelling of Alkali-Aggregate Reaction in Concrete"**, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Research Report for Cooperation between ENPC and Tongji University, 39 p.

LI K., COUSSY O., 2002, **"Evaluation de l'état mécanique des ouvrages dégradés par la réaction alcali-granulat"**, Revue Française de Génie Civil, Vol. 6, N°5, pp. 835-851.

LI K., 2002, **"Modélisation chimico-mécanique du comportement des bétons affectés par la réaction d'alcali-silice et expertise numérique des ouvrages d'art dégradés"**, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 217 p.

LOMBARDI J., 1998, **"Etude des processus de formation et des propriétés physico-chimiques des gels silico-calciques observés dans les bétons"**, thèse de doctorat de l'université Paris Sud, U.F.R. Scientifique d'Orsay, 99 p.

LPC, 2003, **"Guide méthodologique : Aide à la gestion des ouvrages atteints de Réactions de Gonflement Interne"**, sous la direction de P. Fasseu et B. Mahut, Techniques et Méthodes des LPC.

LUDWIG U., SIDERIS K., 1975, **"Mechanismus und Wirkungsweise des Alkali-Zuschlag-Reaktion"**, Sprechsaal für Keramik, Glass, Baustoffe, Vol. 108, n° 5-6, pp. 128-148, cité par Larive *[Larive, 1998]*.

LUDWIG U., 1981, **"Theoretical and practical research on the Alkali-Silica Reaction"**, 5th International Conference on ASR, Cape Town, South Africa, S252/24.

LUDWIG U., 1989, **"Effects of environmental conditions on Alkali-Aggregate Reaction and preventive measures"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 583-596.

M

MAINGUY M., COUSSY O., EYMARD R., 1999, **"Modélisation des transferts hydriques isothermes en milieu poreux. Application au séchage des matériaux à base de ciment"**, Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, OA 32, LCPC, 130 p.

MARTINEAU F., GUEDON-DUBIED J.S., LARIVE C., 1996, **"Evaluation of the relationships between swelling, cracking, development of gels"**, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Melbourne, Australia, pp. 798-805.

MAY I.M., WEN H.X., COPE R.J., 1992, **"The modelling of the effects of AAR expansion on reinforced concrete members"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, Great-Britain, pp. 638-647.

MAY I.M., COPE R.J., WEN H.X., 1996, **"Modelling of the structural behaviour of AAR affected reinforced concrete members"**, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Melbourne, Australia, pp. 434-441.

MENSI R., ACKER P., ATTOLOU A., 1988, **"Séchage du béton : analyse et modélisations"**, Matériaux et Constructions, Vol. 21, pp. 3-12.

MOHAMMED T.U., HAMADA H., YAMAJI T., 2003, **"Alkali-Silica Reaction-Induced Strains over Concrete Surface and Steel Bars in Concrete"**, ACI Materials Journal, Vol. 100, pp. 133-142.

MONETTE L.J., GARDNER N.J., GRATTAN-BELLEW P.E., 2002, **"Residual strength of reinforced concrete beams damaged by Alkali-Silica Reaction - Examination of damage rating index method"**, ACI Materials Journal, Vol. 99, pp. 42-50.

MULTON S., 1999, **"Comportement mécanique des structures en béton affectées par l'alcali-réaction. Modélisation numérique et programme expérimental sur structures et éprouvettes"**, rapport de DEA, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Ecole Normale Supérieure de Cachan, 42 p.

MULTON S., 2001, **"Description des techniques de mesures et fabrication des corps d'épreuves"**, rapport d'avancement EDF, contrat LCPC-EDF n°CQFT 99.011, 114 p.

MULTON S., 2002, **"Bilan d'un an de suivi de poutres et d'éprouvettes atteintes d'alcali-réaction"**, rapport d'avancement EDF, contrat LCPC-EDF n°CQFT 99.011, 155 p.

MULTON S., SEIGNOL J-F., TOUTLEMONDE F., 2003-a, **"Large girders subjected to ASR"**, Proceedings of the 6th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Thessaloniki, Greece, ACI SP-210, pp. 299-318.

MULTON S., MERLIOT E., JOLY M., TOUTLEMONDE F., 2003-b, **"Water distribution in beams damaged by Alkali-Silica Reaction : global weighing and local gammadensitometry measurements"**, Materials and Structures (à paraître).

MULTON S., TOUTLEMONDE F., 2003, **"Water distribution in concrete beams"**, Materials and Structures, (à paraître).

N

NATESAIYER K., HOVER K.C., 1988, **"In situ identification of ASR products in concrete"**, Cement and Concrete Research, Vol. 18, pp. 455-463.

NIELSEN A., GOTTFREDSEN F., THOGERSEN F., 1993, **"Development of stresses in concrete structures with Alkali-Silica Reactions"**, Materials and Structures, Vol. 26, pp. 152-158.

NILSSON L-O., 1983, **"Moisture effects on the alkali-silica reaction"**, 6th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Copenhagen, Denmark, pp. 201-208.

NISHIBAYASHI S., YAMURA K., SAKATA K., 1989, **"Research on influence of cyclic wetting and drying on alkali-aggregate reaction"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 617-622.

NIXON P.J., COLLINS R.J., RAYMENT P.L., 1979, **"The concentration of alkalies by moisture migration in concrete – A factor influencing Alkali Aggregate Reaction"**, Cement and Concrete Research, Vol. 9, pp. 417-423.

O

OBERHOLSTER R. E., 1981, **"Alkali-Aggregate Reaction in South Africa – A review"**, 5th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Cape Town, South Africa, S252/8.

OBERHOLSTER R.E., 1983, **"Alkali reactivity of siliceous rock aggregates : diagnosis of the reaction, testing of cement and aggregate and prescription of preventive mesures"**, 6th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Copenhagen, Denmark, pp. 419-433.

OHNO S., YOSHIOKA Y., SHINOZAKI Y., MORIKAWA T., 1989, **"The mechanical behaviour of beams coated after ASR damage"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 697-702.

OLAFSSON H., 1986, **"The effect of relative humidity and temperature on alkali expansion of mortar bars"**, 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Ottawa, Canada, pp. 461-465.

ONO K., TAGUCHI M., 2000, **"Long-term behavior of AAR bridge pier and the internal deterioration"**, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Canada, pp. 1167-1174.

P

PARROTT L.J., 1988, **"Moisture profiles in drying concrete"**, Advances in Cement Research, Vol. 1, n°3, pp. 164-170.

PLEAU R., BERUBE M.A., PIGEON M., FOURNIER B. et RAPHAEL S., 1989, **"Mechanical behavior of concrete affected by Alkali Silica Reaction"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 721-726.

POYET S., 2003, **"Etude de la dégradation des ouvrages en béton atteints de la réaction alcali-silice: approche expérimentale et modélisation numérique multi-échelle des dégradations dans un environnement hydrochemo-mécanique variable"**, Thèse de doctorat de l'université de Marne la Vallée.

POYET S., SELLIER A., CAPRA B., THEVENIN G., TORRENTI J.-M., PRENE S., TOURNIER H., BOURDAROT E., 2003, **"An Homogenisation theory to study the aggregate size range effect on ASR swelling : Numerical implementation and experimental fitting"**, Proceedings of the 6th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Thessaloniki, Greece, ACI SP-210, pp 369-387.

Q

QINGHAN B., XUEQUAN W., MINGSHU T., 1996, **"Effect of reactive aggregate powder on suppressing expansion due to Alkali-Silica reaction"**, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Melbourne, Australia, pp. 546-553.

R

REGOURD M., 1983, **"Altération interne des bétons : la réaction alcalis-granulats"**, Travaux, Mai 1983, pp. 62-67.

RIGDEN S.R., MAJLESI Y., BURLEY E., 1992, **"Bond stress failure in Alkali Silica Reactive reinforced concrete beams"**, 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London, Great-Britain, pp. 865-876.

RIVARD P., BERUBE M-A., BALLIVY G., OLLIVIER J-P., 2003-a, **"Effect of drying-rewetting on the alkali concentration of the concrete pore solution"**, Cement and Concrete Research, Vol. 33, pp. 927-929.

RIVARD P., BERUBE M-A., OLLIVIER J-P., BALLIVY G., 2003-b, **"Alkali mass balance during the accelerated concrete prism test for alkali-aggregate reactivity"**, Cement and Concrete Research, Vol. 33, pp. 1147-1153.

ROGERS, C.A., HOOTON R.D., 1991, **"Reduction in Mortar and Concrete Expansion with Reactive Aggregates Due To Alkali Leaching"**, Cement, Concrete and Aggregates, Vol. 13, N° 1, pp. 42-49.

S

SAKATA K., 1983, **"A study of moisture diffusion in drying and drying shrinkage of concrete"**, Cement and Concrete Research, Vol. 13, pp. 216-224.

SELLIER A., BOURNAZEL J.-P., MEBARKI A., 1996, **"Modelling the alkali-aggregate reaction within a probabilistic frame-work"**, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Melbourne, Australia, pp. 694-701.

SEMMELINK C.J., 1981, **"Field survey of the extent of cracking and other details of concrete structures showing deterioration due to Alkali-Aggregate Reaction in the South Western Cape Province"**, 5th International Conference on ASR, Cape Town, South Africa, S252/8.

SHAYAN A., DIGGINS R., IVANUSEC I., 1996, **"Long-term effectiveness of fly ash in preventing deleterious expansion due to Alkali-Aggregate Reaction in concrete"**, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Melbourne, Australia, pp. 538-545.

SIBBICK R.G., PAGE C.L., 1998, **"Mechanisms affecting the development of alkali-silica reaction in hardened concretes exposed to saline environments"**, Magazine of Concrete Research, n°50, June, pp. 147-159.

SIEGERT D., 2003, communication interne, LCPC.

SIEMES T., VISSER J., 2000, **"Low tensile strength in older concrete structures with Alkali-Silica Reaction"**, 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Quebec, Canada, pp. 1029-1038.

SMAOUI N., 2003, **"Contribution à l'évaluation du comportement structural des ouvrages d'art affectés de réaction alcali-silice (RAS)"**, Thèse de doctorat de la Faculté des Sciences et de Génie de l'Université de Laval, Québec, Canada, 365 p.

STANTON T.E., 1940, **"Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate"**, Proc. ASCE, V.66, N°10, pp. 1781-1811.

STARK D., 1992, **"The moisture condition of field concrete exhibiting alkali-silica reactivity"**, Durability of concrete. G. M. IDORN International Symposium, pp. 973-987.

STIEVENARD-GIREAUD D., 1987, **"Etude de la réaction alcalis-silice dans les bétons"**, Rapport de recherche LPC 144, 104 p.

SWAMY R.N., 1989, **"Structural implications of Alkali Silica Reaction"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 683-689.

SWAMY R.N., AL-ASALI M.M., 1990, **"Control of Alkali-Silica Reaction in reinforced concrete beams"**, ACI Materials Journal, Vol. 87, pp. 38-46.

T

Techniques et méthodes des LPC, 1993, **"Essai de mise en évidence du gel d'alcali-réaction par fluorescence des ions uranyl"**, Projet de méthode d'essai LPC N°44, 12 pages.

TIVERON M., MAHUT B., 1996, **"Etude en 3 dimensions par éléments finis d'un témoin sonore à corde vibrante"**, rapport interne, sujet de recherche 2 43 075, LCPC, 75 p.

TOMOSAWA F., TAMURA K., ABE M., 1989, **"Influence of water content of concrete on Alkali-Aggregate Reaction"**, 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Kyoto, Japan, pp. 881-885.

TORRENTI J.-M., BOULAY C., 1993, **"Résultats récents concernant l'essai de compression du béton"**, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N°513.

TORRENTI J.-M., DANTEC P., BOULAY C., SEMBLAT JF., 1999-a, **"Projet de processus d'essai pour la détermination du module de déformation longitudinale du béton"**, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°220, p. 79-81.

TORRENTI J.-M., GRANGER L., DIRUY M., GENIN P., 1999-b, **"Modeling concrete shrinkage under variable ambient conditions"**, ACI Materials Journal, Vol. 96, pp. 35-39.

TOUTLEMONDE F., LE MAOU F., 1996, **"Protection des éprouvettes de béton vis-à-vis de la dessiccation. Le point sur quelques techniques de laboratoire"**, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 203, Mai-Juin, pp. 105-119.

U

ULM F.-J., COUSSY O., LI K., LARIVE C., 2000, **"Thermo-Chemo-Mechanics of ASR expansion in concrete structures"**, J. Eng. Mech, Vol. 126, n°3, pp. 233-242.

URHAN S., 1987, **"Alkali Silica and Pozzolanic Reactions in concrete. Part 1 : interpretation of published result and an hypothesis concerning the mechanism"**, Cement and Concrete Research, Vol. 17, 1, pp. 141-152.

V

VIVIAN H.E., 1981, **"The effect of drying on reactive aggregate and mortar expansions"**, 5th International Conference on ASR, Cape Town, South Africa, S252/28.

W

WILSON M.A., CARTER M.A., HOFF W.D., 1999, **"British Standard and RILEM water absorption tests : A critical evaluation"**, Materials and Structures, Vol 32, pp. 571-578.

WONG S.F., WEE T.H., SWADDIWUDHIPONG S., LEE S.L., 2001, **"Study of water movement in concrete"**, Magazine of Concrete Research, Vol. 53, N°3, pp. 205-220.

WOOD J.G.M., YOUNG J.S., WARD D.E., 1986, **"The structural effects of Alkali-Aggregate Reaction on reinforced structures"**, 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Ottawa, Canada, pp. 157-162.

X

XU Z., HOOTON R.D., 1993, **"Migration of alkali ions in mortar due to several mechanisms"**, Cement and Concrete Research, Vol.23, pp. 951-961.

Annexes

Annexe 1

Coffrage et plan d'armatures des poutres étudiées

1 - Plan de coffrage des poutres

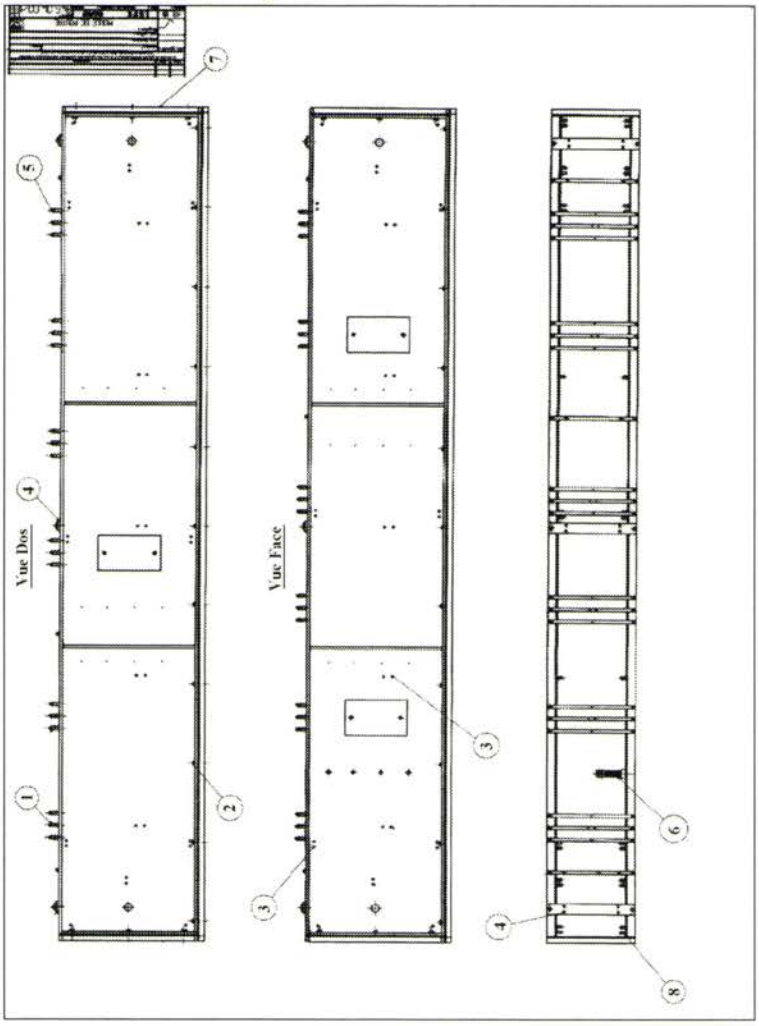
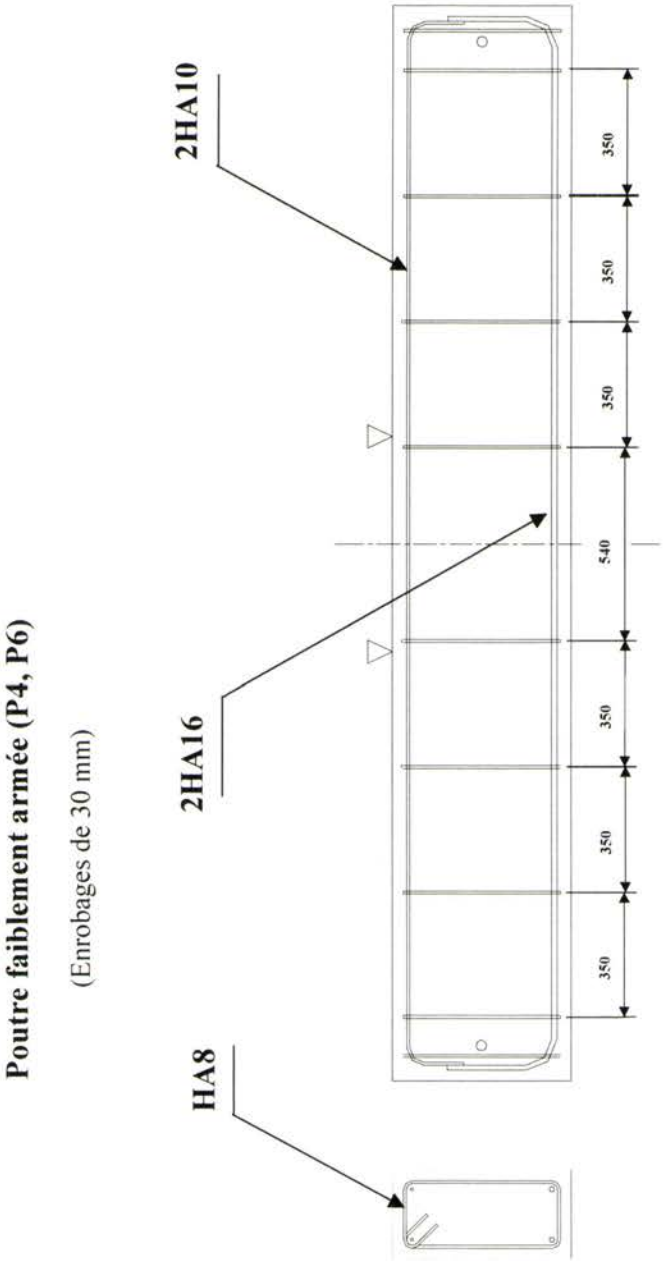


Figure An. 1 : Plan de coffrage, nomenclature :1 : cale pour surélever les baguettes de mise en place des cordes vibrantes internes, 2 : vis de montage du coffrage, 3 : vis de maintien des inserts métalliques, 4 : raidisseurs du coffrage, 5 : baguettes de mise en place des cordes vibrantes internes longitudinales et verticales, 6 : réservation pour mesure d'humidité relative interne au béton, 7 : coffrage, 8 : insert métallique

2 - Plan d'armatures des poutres

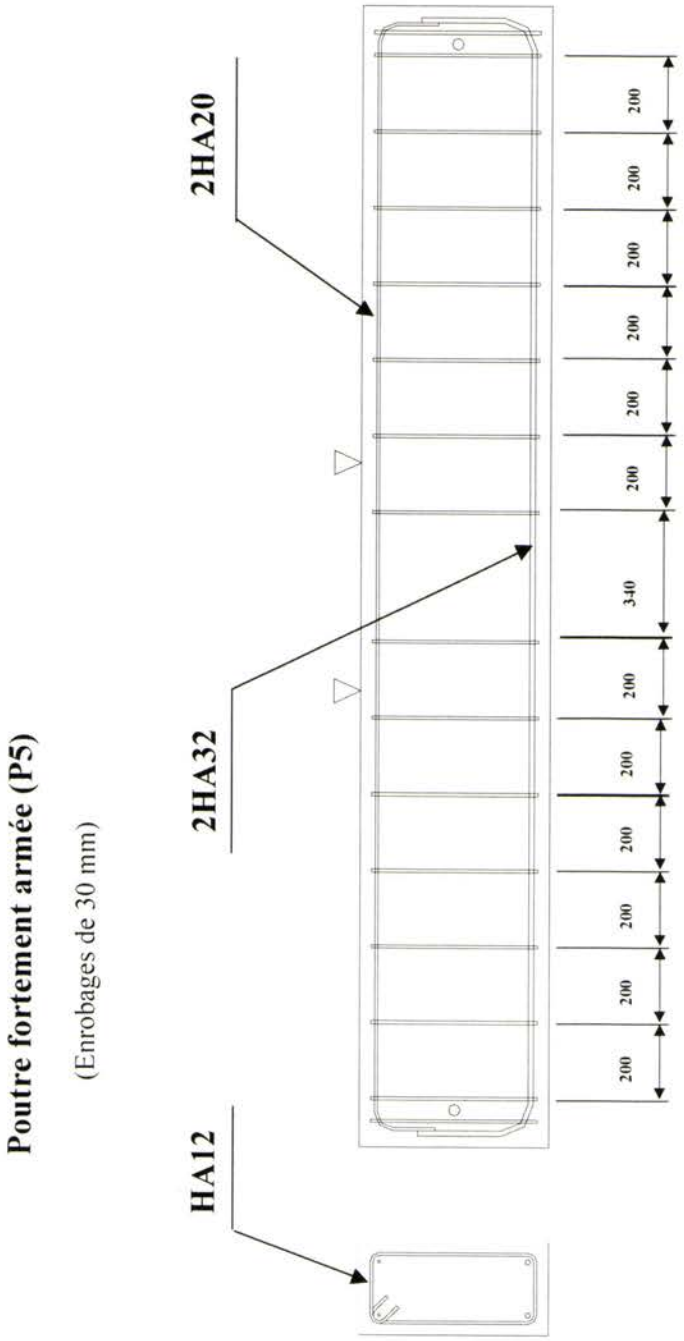
2.1 - Poutres faiblement armées P4 et P6



Poutre faiblement armée (P4, P6)

(Enrobages de 30 mm)

2.2 - Poutre fortement armée P5



Annexe 2

Plan de la salle

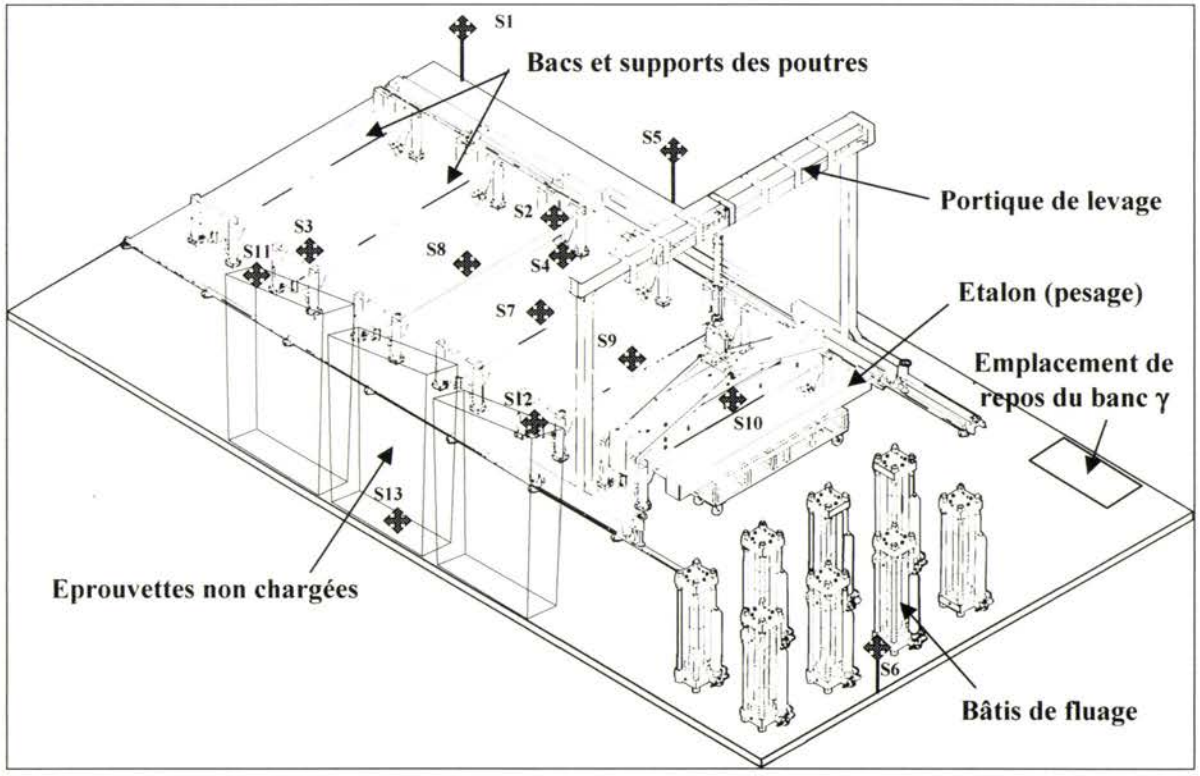


Figure An. 2 : Plan de principe d'occupation de la salle et sondes de températures, S1, S4, S5, S6, S11, S12 et S13 sont des sondes externes, S2 est dans l'eau des bacs, S3, S7, S8, S9 et S10 sont internes aux poutres

Annexe 3

Caractéristiques des matériaux

1 - Le Ciment

Il s'agit d'un CPA-CEM I 52,5, de l'usine de Créchy (analyses réalisées au LCPC).

1.1 - Mesure de la surface spécifique

La détermination de la surface spécifique a été effectuée à l'aide du perméamètre de Blaine, conformément à la norme NF EN 196.6.

La surface spécifique a été calculée à partir de la formule :

$$S_S = \frac{K}{\rho} \times \frac{\sqrt{e^3}}{1-e} \times \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{\eta}} \text{ en } (cm^2/g)$$

avec : K = constante de l'appareil,
e = porosité du lit,
t = temps mesuré en secondes,
ρ = masse volumique du ciment (g/cm^3),
η = viscosité de l'air à la température de l'essai (en poises).

La valeur de S_S est calculée à 10 cm^2/g près.
Pour notre ciment, les mesures ont donné :

Masse volumique des grains : **3,11 g/cm^3**
Surface spécifique : **3890 cm^2/g**

1.2 - Granulométrie laser

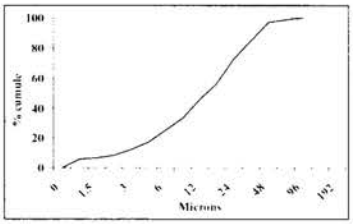


Figure An. 3 : Courbe de granulométrie laser du ciment

La surface spécifique laser est de 3375 cm^2/g.

1.3 - Temps de prise

Le temps de prise a été mesuré avec l'appareil Vicat sur pâte pure, conformément à la norme NF EN 196-3.

Début de prise : **220 min**
Fin de prise : **250 min**

1.4 - Détermination de la fausse prise

La détermination de la fausse prise a été effectuée à l'aide de l'essai de Tusschenbroeck (Norme P18 363). L'essai consiste à laisser tomber un plot de 10 mm de diamètre sur une galette de pâte de ciment de 40 mm de hauteur. Les mesures ont donné :

Date des mesures en minutes	Enfoncement en mm
To	22
To+5	22
To+10	21
To+15	18

Pour un enfoncement de 0 mm, le ciment ne présente aucune fausse prise. Dans notre cas, la fausse prise est donc moyenne.

1.5 - Résistances mécaniques (norme NF EN 196.1.)

Les essais de flexion et de compression ont été réalisés sur mortier, dosé à 450 g de ciment, 1350 g de sable, et 225 g d'eau. Ces essais ont été menés sur trois éprouvettes en flexion et sur six éprouvettes en compression.
Résistances en flexion à 2 jours : 7,3 MPa, à 7 jours : 8,7 MPa, à 28 jours : 9,2 MPa.
Résistances en compression à 2 jours : 35,5 MPa à 7 jours : 50,4 MPa à 28 jours : 55,4 MPa.

2 - Les Granulats

Deux natures de granulats ont été utilisées, des granulats calcaires non réactifs (notés "NR"), et des granulats calcaires à inclusions siliceuses de l'ère primaire, potentiellement réactifs (notés "R"). Le béton réactif est constitué de quatre classes de granulats potentiellement réactifs (R 4-7, R 7-10, R 10-14 et R 14-20) et du sable calcaire non réactif (NR 0-5), alors que le béton non réactif ne comporte que deux classes de granulats (NR 5-12,5 et NR 12,5-20) et le même sable.
La formulation des deux bétons a nécessité une caractérisation préalable des granulats. Elle a consisté à déterminer la courbe granulométrique, la masse volumique, le coefficient d'absorption et la compacité propre de chaque classe granulaire. Tous ces essais ont été réalisés au LCPC.

2.1 - Granulats du béton réactif

Les courbes granulométriques sont représentées en Figure An. 4.

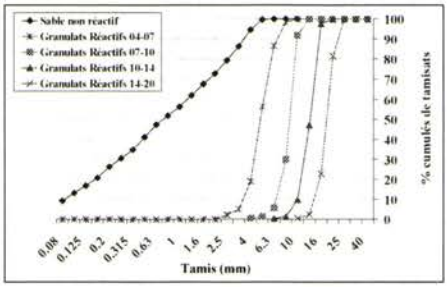


Figure An. 4 : Courbes granulométriques des éléments constitutifs du béton réactif

Tamis (mm)	NR 0-4	R 4-7	R 7-10	R 10-14	R 14-20
Masse volumique (t/m3)	2.7	2.68	2.69	2.66	2.69
Compacité			0.58	0.58	0.574
< 315 µm	0.67				
315-1250	0.63				
>12500 µm	0.64				

Tableau An. 1 : Caractéristiques physiques des granulats du béton réactif

2.2 - Granulats du béton non réactif

Les courbes granulométriques :

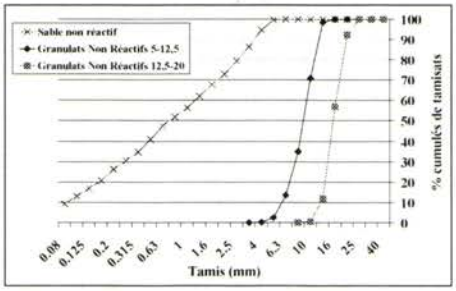


Figure An. 5 : Courbes granulométriques de éléments constitutifs du béton témoin, non réactif

Tamis (mm)	NR 0-4	NR 5-12,5	NR 12,5-20
Masse volumique (t/m3)	2.7	2.66	2.67
Compacité			
< 315 µm	0.67		
315-1250	0.63		
>12500 µm	0.64		

Tableau An. 2 : Caractéristiques physiques des granulats du béton témoin

3 - Etude de formulation des bétons

3.1 - Formulation réactive

La formulation réactive est basée sur un mélange de sable non réactif et de granulats réactifs. Après une étude théorique basée sur la méthode de Faury, plusieurs formulations proches censées donner une consistance pouvant être caractérisée par un affaissement de l'ordre de 100 mm (± 20 mm) au cône d'Abrams ont été réalisées. Pour caractériser les différentes formulations, leur affaissement a d'abord été mesuré à

deux dates : affaissement initial, puis à 1 heure, ce qui a permis d'approcher la formulation. Puis quatre autres formulations encadrant la précédente en terme de rapport G/S (selon la méthode de Baron-Lesage - *[Baron & Lesage, 1969]*) ont été testées. Les affaissements ont alors été mesurés à quatre échéances : affaissement initial, affaissement à une demi-heure, affaissement à une heure et affaissement à une heure trente. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Formulation 1	Formulation 2	Formulation 3	Formulation 4
Ciment	410	**410**	410	410
Sable non réactif	636.85	**620.85**	605	588.9
Granulat R 4-7	177.8	**174.95**	172	169.2
Granulat R 7-10	93.4	**91.9**	90	88.9
Granulat R 10-14	312.5	**318.95**	325	331.85
Granulat R 14-20	521.85	**535.6**	549	563.15
Eau d'ajout	213.35	**213.25**	213.1	213.05
E/C	0.5	**0.5**	0.5	0.5
G/S	1.37	**1.42**	1.48	1.55
Affaissement (en cm)	11	**11**	13.5	9.5
Affaissement à 30 min	10.5	**11**	12	7
Affaissement à 1h	10.5	**8.5**	9.5	6
Affaissement à 1h30	9	**7.5**	5.5	5.5

Tableau An. 3 : Essais de maniabilité pour déterminer la formulation du béton réactif (composée de sable non réactif et de granulats potentiellement réactifs)

La première formulation, bien que semblant plus maniable plus longtemps, n'a pas été retenue, car le béton risquait d'être sujet à ségrégation. Pour favoriser la formulation contenant la plus grande quantité de gros granulats, la deuxième formulation a été retenue.

3.2 - Formulation non réactive

La formulation non réactive a été étudiée de façon à ce que sa granulométrie soit la plus proche de celle du béton réactif. Les mêmes essais que précédemment ont été effectués pour quatre formulations proches, les résultats sont réunis dans le tableau suivant :

	Formulation 1	Formulation 2	Formulation 3	**Formulation 4**
Ciment	410	410	410	**410**
Sable non réactif	682.7	700.4	718.1	**735.8**
Granulat NR 5-12,5	391.4	390.3	389.1	**388**
Granulat NR 12,5-20	675.9	659.6	643.2	**626.9**
Eau d'ajout	205	205	205	**205**
Affaissement (en cm)	8.5	9	10	**11.5**
Affaissement à 30 min	9	10	9	**12**
Affaissement à 1h	7	8	9	**10**
Affaissement à 1h30	6	7	7	**8**

Tableau An. 4 : Essais de maniabilité pour déterminer la formulation du béton non réactif (composée de sable et de granulats non réactifs)

La quatrième formulation a été retenue.

La Figure An. 6 montre que les granularités résultantes de ces deux formulations sont très proches.

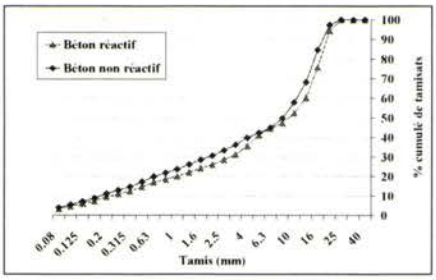


Figure An. 6 : Courbes granulométriques des mélanges des deux bétons, réactif et non réactif

Annexe 4

Mesures de déformation des éprouvettes sous contrainte - Qualification

1 - Qualification de l'étanchéité

La Figure An. 7 montre que les variations de masse des éprouvettes suivies pour l'étude de gonflement sous contrainte et d'éprouvettes 16x32 suivies pour l'étude de caractérisation mécanique, conservées sous trois couches d'aluminium, sont comparables.

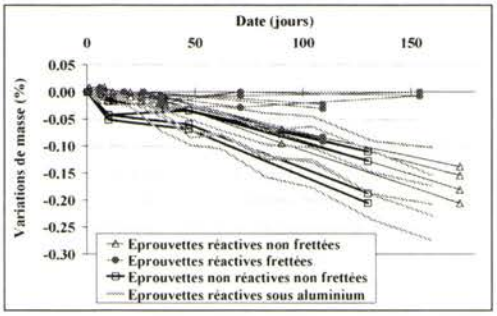


Figure An. 7 : Variations de masse d'éprouvettes conservées sous aluminium et sous résine étanche à 38°C et 30 % de HR

Malgré les trois couches d'aluminium et la résine, une perte de masse est constatée. Cependant, la perte des éprouvettes frettées est presque nulle, ce qui se comprend aisément puisque qu'une importante partie de la surface de béton est protégée par les anneaux d'acier. En revanche, les éprouvettes non frettées perdent de la masse, d'une façon similaire aux éprouvettes conservées sous aluminium pour la caractérisation mécanique.

S'il est difficile de faire mieux comme étanchéité, il faut signaler que nous sommes dans un environnement très sévère par rapport au séchage (38°C et 30 % de HR).

2 - Qualification de la mesure de déformation

Pour la qualification, sept mesures ont été effectuées le même jour sur une même éprouvette. Les résultats sont donnés dans le Tableau An. 5.

	Déf_transversale	Déf_longitudinale
Mesure 1	0.0000	0.0000
Mesure 2	-0.0006	0.0002
Mesure 3	0.0014	0.0004
Mesure 4	-0.0005	0.0001
Mesure 5	-0.0001	0.0004
Mesure 6	-0.0041	0.0006
Mesure 7	0.0017	0.0008
Ecart-type	0.0019	0.0003
	en %	en %

Tableau An. 5 : Répétabilité de mesure par robot

L'incertitude absolue sur la mesure de déformation transversale est de l'ordre de 0,002 %. En outre, les deux dernières mesures correspondent à des serrages différents de la vis du moteur d'entraînement (Mesure 6 : vis peu serrée, Mesure 7 : vis très serrée). On constate ainsi que malgré toutes les précautions prises, ce serrage a une importance. Etant donné que les mesures sont toujours faites par la même personne, l'incertitude devrait être encore réduite.

Annexe 5

Qualification du suivi des variations de masse globale des poutres

1 - Répétabilité sur la poutre de faisabilité (P0)

Afin de qualifier la mesure de pesage, des essais de répétabilité ont été entrepris sur une poutre de faisabilité P0. Cette poutre étant entièrement recouverte de trois couches d'aluminium, sa masse est supposée constante sur les 20 jours de la qualification. Les essais se sont déroulés avec la méthode classique présentée au Chapitre 2 de la partie I, à l'exception près que la poutre P0 ayant une masse inférieure à celle de l'étalon, la mesure se déroulait en deux étapes : pesage de la poutre étalon, puis ajout des masses marquées sur la poutre P0 (et non ajout des masses marquées sur l'étalon comme pour les autres poutres). La différence de masse entre ces deux poutres a ainsi pu être évaluée à environ 11800 grammes.

Douze mesures de la poutre de faisabilité P0 ont été effectuées sur trois jours consécutifs. Elles donnent les résultats suivant : un écart type sur l'ensemble de la mesure de 9,8 g, pour une différence absolue de 35 g entre la plus forte valeur et la plus faible.

Après cette première série de mesures, nous avons effectué onze mesures supplémentaires, étalées sur 20 jours (Figure An. 8).

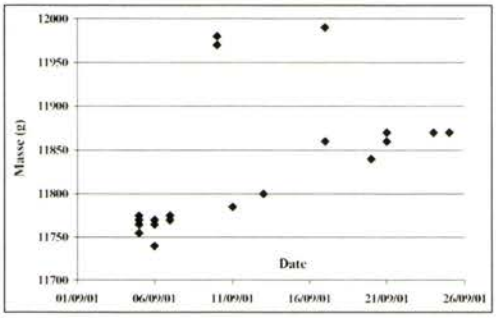


Figure An. 8 : Essai de répétabilité de pesage sur 20 jours sur la poutre P0 recouverte de 3 couches d'aluminium (différence de masse entre P0 et la masse étalon)

Cette figure semble indiquer une dérive de la mesure, ce qui est complètement en opposition avec la méthode de zéro appliquée. En effet, la comparaison avec une masse étalon et des masses marquées permet de s'affranchir de la fidélité dans le temps de la mesure donnée par l'extensomètre à corde vibrante et de la courbe d'étalonnage de l'anneau. En revanche, après inspection de l'aluminium, plusieurs trous ont été

repérés. Compte tenu de la faible hygrométrie de la salle, ces trous provoquent un séchage et expliquent en partie les différences de masse constatées pendant ces mesures de répétabilité. En considérant que la variation de masse est due à une mauvaise étanchéité de l'aluminium, donc à des phénomènes de diffusion, on peut retracer ces points par rapport à la racine carrée du temps *[Acker, 1988], [Hall, 1989], [Wilson et al., 1999]*, puis tracer une droite de régression linéaire et calculer l'écart type de ces mesures par rapport à cette droite.

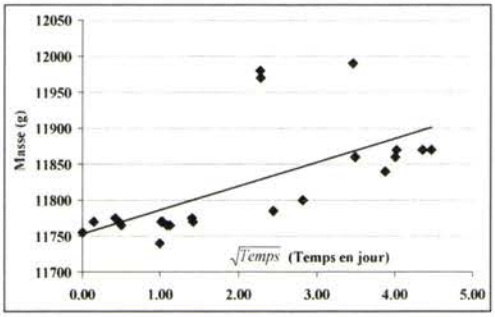


Figure An. 9 : Répétabilité de mesures de poids sur P0 (échelle des abscisses : en racine carrée du temps)

Cet écart est alors égal à 56 grammes.

Cependant, trois points semblent aberrants par rapport aux autres (de l'ordre de 200 g de plus). A chaque fois que deux poutres de masse très différentes étaient pesées l'une après l'autre, une poutre peu armée après une poutre très armée (différence de masse de l'ordre de 40 kg), des valeurs aberrantes du même type ont été observées (ces observations sont détaillées ci-après dans le paragraphe suivant). Une fois ces trois points retirés, on obtient la Figure An. 10.

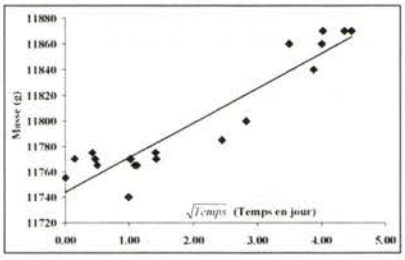


Figure An. 10 : Essai de répétabilité de pesage sur 20 jours, une fois les trois valeurs aberrantes retirées

L'écart type par rapport à la nouvelle droite de régression linéaire vaut 15 g, ce qui satisfait l'objectif de précision du cahier des charges. Afin de compléter ces données et de tenter d'expliquer les mesures aberrantes, une autre campagne de répétabilité a été entreprise sur la première poutre suivie, qui est une poutre réactive non armée.

2 - Répétabilité sur une poutre réactive non armée (P1)

Il était intéressant de faire des mesures de répétabilité sur une poutre dans les conditions hydriques de suivi, et ainsi de chiffrer l'incertitude due à l'essuyage et au mode de conservation des poutres. En outre, il fallait expliquer l'apparition des mesures aberrantes. Les résultats d'un mois de suivi sont récapitulés sur la Figure An. 11 :

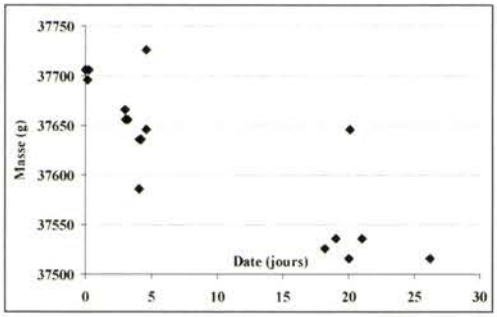


Figure An. 11 : Essai de répétabilité de pesage sur P1 sur 26 jours

On observe d'abord que l'on retrouve trois fois des valeurs aberrantes de l'ordre de plus ou moins 100 à 150 grammes. Ces trois points ont été parfaitement identifiés et différenciés par rapport aux autres mesures. Leur occurrence intervient après des pesées effectuées sur des poutres armées et donc de masse sensiblement différente (entre 10 et 30 kg de plus) de celle de la poutre P1. En recherchant les valeurs aberrantes observées pendant la répétabilité sur P0, on retrouve le même phénomène, elles ont toutes eu lieu après la mesure d'une poutre plus lourde.

Il semble que la pesée d'une poutre plus lourde provoque une déformation importante de l'anneau, déformation qui n'est pas récupérée instantanément. Cette déformation se manifeste par une élévation de fréquence de la corde vibrante. Ainsi, si on soulève la poutre étalon seule pendant quelques minutes, puis une poutre armée, et enfin, de nouveau la poutre étalon seule, la fréquence de la corde vibrante a augmenté de deux ou trois Hertz (ce qui représente une centaine de grammes). Cependant, du fait que l'on travaille en double pesée et que l'on revient toujours à la même masse que la poutre mesurée, ces observations sont difficiles à justifier.

Après chaque mesure, la poutre étalon était reposée et l'anneau bridé dans sa position déformée. Au début des expérimentations, si la poutre pesée était une poutre armée, l'anneau était bridé sous la déformation amenée par cette poutre. Ainsi même si une poutre plus légère était pesée deux ou trois jours après, l'anneau pouvait être dans un état mécanique différent de celui du précédent pesage et ainsi induire une incertitude de l'ordre de la centaine de grammes. Pour remédier à ce problème, l'anneau a désormais été bridé dans les mêmes conditions (déformé par la seule poutre étalon). Cette mesure semble suffisante pour obtenir une meilleure répétabilité. Ainsi, entre les deux dernières mesures, une poutre très armée avait été pesée. Puis l'anneau avait été bridé sous la charge de l'étalon d'acier seule, puis la poutre non armée P1 a été pesée le lendemain, cette dernière mesure, marquée par un rond sur la Figure An. 12 s'inscrit parfaitement dans l'évolution globale de la masse de P1.

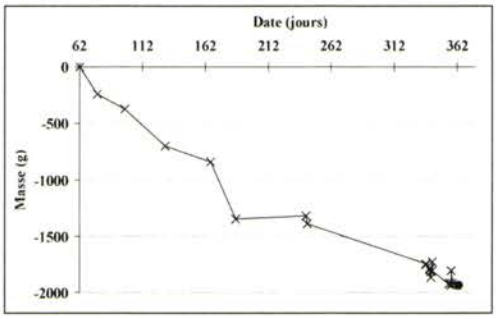


Figure An. 12 : Evolution de la masse de la poutre P1 depuis le 62ème jour d'entrée en salle

Afin d'affiner la connaissance de l'incertitude sur la mesure, nous avons tracé ces mesures sur un graphique dont l'abscisse est en racine carrée du temps, en retirant les trois valeurs aberrantes. Un écart-type égal à 11 g peut en être déduit, valeur qui est retenue comme incertitude de la mesure.

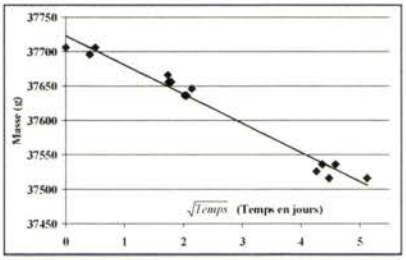


Figure An. 13 : Droite de régression linéaire des mesures de répétabilité sur P1

Annexe 6

Quantification de l'incertitude sur la mesure de gammadensimétrie

Cette quantification a été faite principalement à partir des essais de répétabilité effectués sur la poutre de faisabilité P0. Cependant, pour compléter cette étude, nous avons effectué les mêmes calculs avec les six poutres de l'étude. En effet, tous ces calculs reposent sur l'hypothèse que la poutre P0, recouvertes de trois couches d'aluminium ne sèche pas, et donc que sa densité reste constante en tout point. Cette hypothèse peut également être faite sur toutes les poutres de l'étude en supposant que le séchage n'est pas ressenti dans la partie centrale de la poutre (entre 10 et 28 cm de la face de séchage des poutres), les mêmes calculs peuvent donc être menés sur les mesures des points compris entre 5 et 15 inclus.
Pendant l'étude, du fait de l'importance des valeurs d'incertitude sur cette mesure, le diamètre du faisceau de rayons gamma a été augmenté, par agrandissement du diamètre des collimateurs (de 5 mm à 10 mm). La plupart des calculs menés dans cette annexe sont faits dans le cadre du banc final, donc des mesures faites avec un diamètre de 10 mm, sauf dans la partie concernant l'incertitude avant élargissement des collimateurs

1 - Détail du calcul d'incertitude

Le profil de séchage est calculé à partir de la variation relative de masse traversée par le faisceau, par la formule :

$$\frac{\Delta m_f}{m_f} = \frac{m_{f2} - m_{f1}}{m_{f1}} \times 100$$

avec m_{f1} : masse traversée à l'échéance 1,

m_{f2} : masse traversée à l'échéance 2.

L'incertitude sur la valeur de variation relative de masse traversée par le faisceau est donc obtenue en différentiant cette relation, et s'écrit donc :

$$d\left(\frac{\Delta m_f}{m_f}\right) = \left(\frac{dm_{f2}}{m_{f1}} + \frac{m_{f2}}{m_{f1}^2} \times dm_{f1}\right) \times 100$$

Or, les valeurs de la moyenne de m_{f1} et m_{f2} sont du même ordre, on peut donc écrire que :

$$d\left(\frac{\Delta m_f}{m_f}\right) = \left(\frac{dm_{f2}}{m_{f1}} + \frac{dm_{f1}}{m_{f1}}\right) \times 100$$

De plus

$$m_{ii} = \frac{\ln \frac{I_0}{I_i}}{\mu'}$$

Avec I_0 : mesure à vide,
I_i : mesure traversant la poutre et de coefficient d'absorption μ' à l'échéance **i**.

L'incertitude s'écrit donc :

$$d\left(\frac{\Delta m_i}{m_i}\right) = \left(\frac{d\left(\ln \frac{I_0}{I_1}\right)}{\ln \frac{I_0}{I_1}} + \frac{d\left(\ln \frac{I_0}{I_2}\right)}{\ln \frac{I_0}{I_1}} \right) \times 100 = \left(\frac{\frac{dI_0}{I_0} - \frac{dI_1}{I_1}}{\ln \frac{I_0}{I_1}} + \frac{\frac{dI_0}{I_0} - \frac{dI_2}{I_2}}{\ln \frac{I_0}{I_2}} \right) \times 100$$

En considérant que les erreurs sur I_0 et I_1 sont indépendantes (I_0 n'est affectée que par l'incertitude propre au matériel, alors que I_1 est également affectée par l'incertitude de repositionnement), l'écart type s'écrit :

$$u_{\left(\frac{\Delta m_i}{m_i}\right)} = \frac{\sqrt{2}}{\left|\ln\left(\frac{I_0}{I_1}\right)\right|} \times \sqrt{\left(\frac{u_{I0}}{I_0}\right)^2 + \left(\frac{u_{I1}}{I_1}\right)^2} \times 100$$

Notation : u est l'écart type d'une mesure.

En fait, l'intensité réelle est calculée à partir de la formule suivante :

$$I = \frac{I_b}{1 - \Delta \times I_b}$$

avec : Δ : coefficient de correction (obtenu par étalonnage du banc à l'aide d'un étalon d'aluminium de densité parfaitement connue)

I_b : intensité brute

$$I_b = \frac{N}{\Delta t}$$

N étant le nombre d'impulsions reçues par le photomultiplicateur, et Δt le temps de mesure (540 secondes dans notre cas).

Finalement, en différentiant la relation donnant I en fonction de I_b, l'écart-type sur I est donnée par :

$$u_I = \frac{u_N}{\Delta t \times \left(1 - \Delta \times \frac{N}{\Delta t}\right)^2}$$

u_N étant l'écart type sur le nombre d'impulsions reçues par le photomultiplicateur, calculé à partir de deux mesures consécutives (donc sans déplacement du banc), à vide (pour I_0) et traversant la poutre (pour I_1).

2 - Incertitude sur la valeur estimée à partir de la mesure d'une section

Pendant les essais de répétabilité, la masse locale à différentes profondeurs de P0 a été mesurée à 6 dates distinctes. L'hypothèse de base de cette étude de faisabilité étant que les masses locales de P0 sont constantes (ce qui est d'autant plus vrai que ces mesures ont été effectuées sur 20 jours), nous avons pu calculer la moyenne et l'écart type sur les mesures des six échéances des masses traversées en chaque point. L'incertitude de la densité est directement cet écart type.

	m	δ(μ)	u(δmt/mt)
Point1	583171.7	2327.1	0.564
Point2	585220.7	5595.4	1.352
Point3	591082.6	1701.7	0.407
Point4	587530.0	6594.5	1.587
Point5	599188.7	7825.4	1.847
Point6	594750.0	5242.9	1.247
Point7	581595.5	2482.0	0.604
Point8	599235.2	2206.8	0.521
Point9	589802.2	2145.3	0.514
Point10	593380.5	3886.9	0.926
Point11	613853.9	3047.4	0.702
Point12	606329.4	2508.8	0.585
Point13	610177.9	3127.9	0.725
Point14	610795.1	3898.6	0.903
Point15	609895.5	5239.6	1.215
	(kg/m3)	(kg/m3)	(%)

Tableau An. 6 : Calcul de l'incertitude sur la mesure de gammadensimétrie, le calcul étant réalisé à partir des mesures d'une section pour un faisceau de rayon gamma de 10 mm de diamètre

La moyenne de ces incertitudes est de **0,9 %**, ce qui est très important par rapport aux valeurs de séchage attendues, de l'ordre de 4 à 5 %. Pour diminuer ces valeurs d'incertitude, nous avons décidé de calculer le profil de variations de densité en faisant une moyenne des valeurs mesurées sur les trois sections de mesure.

3 - Incertitude sur la valeur estimée à partir de la moyenne des mesures de trois sections pour un faisceau collimaté à 10 mm

Pour le calcul de l'incertitude, la même formule a été utilisée. A partir des mêmes mesures, la moyenne des densités des trois sections en chaque point et à chaque échéance a été calculée, puis ont été calculés la moyenne et l'écart type des six densités (une par échéance) ainsi obtenues. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

	mt	δ(mt)	u(δmt/mt)
Point1	574694.4	1189.1	0.414
Point2	582474.1	1605.2	0.551
Point3	592746.3	963.3	0.325
Point4	592572.7	2736.6	0.924
Point5	598655.2	2794.8	0.934
Point6	603515.1	1734.1	0.575
Point7	590188.9	1304.0	0.442
Point8	597861.5	1756.3	0.588
Point9	597113.7	1075.4	0.360
Point10	592212.7	2088.3	0.705
Point11	610473.9	476.2	0.156
Point12	602367.8	1744.6	0.579
Point13	608481.1	965.3	0.317
Point14	606044.2	988.0	0.326
Point15	608454.2	1881.4	0.618
	(en kg/m²)	(en kg/m²)	(en %)

Tableau An. 7 : Incertitude sur la mesure de gammadensimétrie, le calcul étant réalisé à partir d'une moyenne sur trois sections de P0 pour un faisceau collimaté à 10 mm

L'incertitude moyenne est donc de **0,4 %**. En calculant un profil de séchage moyen, ce qui revient à intégrer à chaque cote de mesure un plus grand volume de béton, l'écart-type sur la mesure est donc largement diminué. Ce profil moyen permet de déterminer l'évolution de la teneur en eau dans le béton.

4 - Incertitude sur la valeur estimée à partir de la moyenne des mesures de trois sections pour un faisceau collimaté à 5 mm

Le même type de mesure de répétabilité avait été effectué avec des collimateurs de 5 mm de diamètre. Le tableau suivant présente les calculs d'incertitude dans ce cadre :

	mt	δ(mt)	u(δmt/mt)
Point1	586517.6	3248.0	0.783
Point2	593519.8	1826.9	0.435
Point3	606413.5	2333.0	0.544
Point4	599309.5	3845.6	0.907
Point5	607250.6	2516.4	0.586
Point6	614555.3	1457.3	0.335
Point7	625681.9	2228.7	0.504
Point8	631435.7	2710.1	0.607
Point9	633797.1	1303.3	0.291
Point10	628255.8	1326.2	0.299
Point11	646563.5	994.6	0.218
Point12	615563.1	1097.4	0.252
Point13	616660.9	1357.7	0.311
Point14	617722.1	1123.3	0.257
Point15	621944.5	2773.8	0.631
	(kg/m3)	(kg/m3)	(%)

Tableau An. 8 : Incertitude sur la mesure de gammadensimétrie, le calcul étant réalisé à partir d'une moyenne sur trois sections de P0 pour un faisceau collimaté à 5 mm

L'incertitude moyenne était de **0,5 %**. Le fait d'avoir augmenté le diamètre a donc permis d'améliorer la précision de la mesure.

Annexe 7

Qualification métrologique des extensomètres à corde vibrante

1 - Etalonnage des cordes vibrantes

Ce paragraphe présente les courbes d'étalonnage d'extensomètres à corde vibrante de différentes longueurs. Sur les courbes suivantes, les croix correspondent aux valeurs mesurées lors de l'étalonnage, et la courbe est obtenue par calage sur une loi parabolique car la déformation est liée au carré de la fréquence :

$$\varepsilon = \frac{K}{L}\left(f^2 - f_0^2\right)$$

ε : déformation mesurée par la corde,
L : longueur de la corde vibrante (en m),
f : fréquence mesurée par la corde (en Hz),
f_0 : fréquence mesurée initialement par la corde (en Hz),
K : coefficient d'étalonnage de la corde ($m.s^2$).

Le calage est effectué à l'aide du logiciel Igor Pro qui recherche l'équation de la courbe parabolique minimisant l'écart quadratique entre les points obtenus lors de l'étalonnage et cette courbe, qui est la courbe d'étalonnage du capteur, le coefficient d'étalonnage K est alors déterminé.

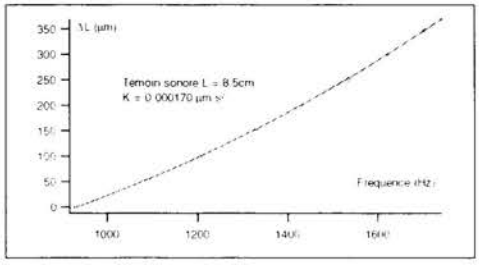


Figure An. 14 : Courbe d'étalonnage d'une corde vibrante de 85 mm

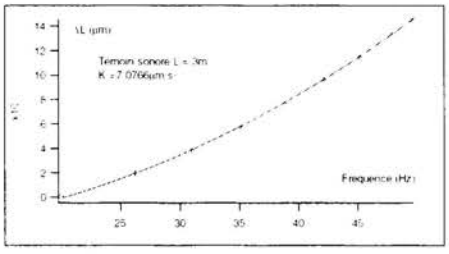


Figure An. 15 : Courbe d'étalonnage d'une corde vibrante de 3 m de long

2 - Incertitude des mesures par cordes vibrantes

2.1 - Principe du calcul d'incertitude des mesures par cordes vibrantes

Le calcul d'incertitude des mesures par corde vibrante s'obtient en différentiant la formule :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{K.\left(f^2 - f_0^2\right)}{L}$$

avec :

ε : déformation mesurée par la corde,
L : longueur de la corde vibrante (en m),
f : fréquence mesurée par la corde (en Hz),
f_0 : fréquence mesurée initialement par la corde (en Hz),
K : coefficient d'étalonnage de la corde ($m.s^2$).

ce qui donne :

$$d\varepsilon = \frac{\left(f^2 - f_0^2\right)}{L} dK + \frac{2.f.K}{L} df + \frac{2.f_0 K}{L} df_0 + \frac{K\left(f^2 - f_0^2\right)}{L^2} dL$$

L'incertitude-type sur ε s'écrit donc :

$$u_\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{f^2 - f_0^2}{L}\right)^2 u_K^2 + \left(\frac{2.f.K}{L} u_f\right)^2 + \left(\frac{2.f_0.K}{L} u_f\right)^2 + \left(\frac{K.\left(f^2 - f_0^2\right)}{L^2} u_L\right)^2}$$

2.2 - Calcul d'incertitude dans le cas d'un coefficient d'extensométrie K égal pour tous les capteurs

Pour ce calcul, nous avons pris des fréquences couramment rencontrées dans nos expérimentations pour les cordes de 85 mm. En général, la fréquence initiale f_0 est proche de 1000 Hz, et la déformation maximale attendue est de l'ordre de 0,3 %, que nous avons majorée à 0,38 % en choisissant 1700 Hz de fréquence :

f_0 est voisine de 1000 Hz,
f, voisine de 1700 Hz.

Pour provoquer l'oscillation de la corde vibrante, une impulsion électrique est envoyée : la présence des aimants provoque alors l'oscillation. Les fréquences de la corde sont calculées sur l'oscillation résultante qui est en fait une oscillation amortie. La période qui est alors déterminée est donc une pseudo-période. L'erreur ainsi impliquée est d'autant plus forte que l'oscillation est amortie, donc en fait que la corde est tendue. Pour des fréquences élevées, l'incertitude sur la mesure de fréquence est donc d'autant plus forte. Une autre cause d'incertitude sur cette mesure est due à l'électronique (le signal est plus ou moins bien amplifié...). Pour l'incertitude sur la mesure de fréquence, l'écart-type sur les fréquences des cordes vibrantes de trois poutres données à une échéance a été calculé.

Ainsi, au moment du dépouillement, les 40 fréquences de traitement d'un extensomètre à corde vibrante ont un écart-type de l'ordre de 0,1 Hz.

$$u_f = u_{f0} = 0.1Hz$$

l vaut 84.8 mm et $\mathbf{u_l}$ est majorée à 0,2 mm pour tenir compte des tolérances mécaniques.

K est égal à 170.10^{-12} $m.s^2$, valeur moyenne calculée sur une centaine de cordes, l'écart-type $\mathbf{u_K}$ mesuré sur ces mêmes cordes est de $1,6.10^{-12}$.

L'incertitude sur une mesure de corde vibrante de 85 mm est donc $\mathbf{u_\varepsilon = 0,0037\ \%}$ pour une mesure de déformation ε = 0.38 % (soit 1 % d'incertitude relative).

Le même calcul peut être mené pour les différents extensomètres à cordes vibrantes (l'incertitude prise sur la fréquence, 0,1 Hz, majore tous les écart types calculés).

	f0 (Hz)	f (Hz)	df, df0 (Hz)	l (mm)	dl (m)	K (m^2.s)	dK (m^2.s)	Incertitude relative
cv 250 mm	200	500	0.1	245	0.2	4.02E-09	1.40E-11	1.20%
cv 500 mm	150	300	0.1	495	0.2	3.30E-08	1.80E-10	0.60%
cv 3000 mm	15	50	0.1	2946	0.2	7.15E-06	1.00E-07	1.50%

Tableau An. 9 : Calcul d'incertitude des cordes vibrantes de 250 mm, 500 mm et 3000 mm

Ainsi, les incertitudes relatives de toutes les cordes vibrantes sont du même ordre de grandeur, proche de 1 % de la mesure.

2.3 - Calcul d'incertitude dans le cas d'un coefficient d'extensométrie propre à chaque capteur

Pour ce calcul, une corde de base 85 mm a été étalonnée sept fois de suite, pour déterminer l'incertitude sur le coefficient d'étalonnage due au positionnement dans le banc d'étalonnage, à la réponse de la corde vibrante et à celle du capteur de déplacement. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Etalonnage	Coefficient
1	1.690E-10
2	1.691E-10
3	1.692E-10
4	1.694E-10
5	1.689E-10
6	1.689E-10
7	1.684E-10

moyenne	1.690E-10
ecart-type	3.132E-13

Tableau An. 10 : Détermination de l'incertitude sur le coefficient d'étalonnage propre à une corde de 85 mm

Le coefficient d'étalonnage est obtenu par ajustement d'une courbe parabolique à l'aide du logiciel Igor Pro. Pour cet ajustement, une fréquence de référence est choisie

entre 1000 et 1100 Hz. Cependant, il faut noter qu'il existe une incertitude sur la valeur du coefficient d'étalonnage due au choix de cette fréquence. En effet, si une autre fréquence de référence est choisie, le coefficient en est modifié. Les résultats sur 3 étalonnages de cette corde sont données au Tableau An. 11 :

Fréquence de référence	Etalonnage 2	Etalonnage 5	Etalonnage 7
autour de 1000 Hz	1.687E-10	1.694E-10	1.681E-10
autour de 1100 Hz	1.691E-10	1.689E-10	1.685E-10
autour de 1200 Hz	1.701E-10	1.697E-10	1.682E-10
autour de 1300 Hz	1.697E-10	1.695E-10	1.677E-10
autour de 1400 Hz	1.691E-10	1.690E-10	1.672E-10
autour de 1500 Hz	1.689E-10	1.688E-10	1.676E-10
autour de 1600 Hz	1.688E-10	1.687E-10	1.683E-10
moyenne	1.692E-10	1.691E-10	1.679E-10
ecart-type	5.1316E-13	3.86683E-13	4.57738E-13

Tableau An. 11 : Détermination de l'incertitude du coefficient d'étalonnage due au choix de la fréquence de référence

En majorant ces deux écarts types, on obtient finalement l'incertitude sur le coefficient d'une corde :

$$u_K = \sqrt{(4.10^{-13})^2 + (6.10^{-13})^2} = 7{,}21.10^{-13} m.s^2$$

ce qui donne une incertitude-type, sur la mesure de déformation par corde vibrante de 85 mm, de $\mathbf{u_\varepsilon = 0{,}0018\ \%}$ pour une mesure de déformation $\varepsilon = 0.38$ % (soit 0,5 % d'incertitude relative). Le choix de prendre un coefficient d'étalonnage propre à chaque corde vibrante permet donc de diviser l'incertitude par deux. Une amélioration semblable peut être apportée à toutes les cordes vibrantes.

Annexe 8

Caractérisation physico-chimique des bétons étudiés

1 - Essais d'expansion résiduelle

1.1 - Carottage 98 jours après le coulage

Cette annexe réunit l'ensemble des courbes de gonflement de toutes les éprouvettes ayant fait l'objet de l'essai d'expansion résiduelle. Les mesures sont présentées sous forme de figures, avant d'être analysées.

1.1.1 - Eprouvettes sous aluminium

La Figure An. 16 présente les essais d'expansion résiduelle en atmosphère saturée et à 38°C des éprouvettes conservées initialement sous aluminium à 38°C pendant 70 jours, après une cure de 28 jours sous aluminium à 20°C, dans les directions verticale et horizontale pour les bétons réactifs et témoins.

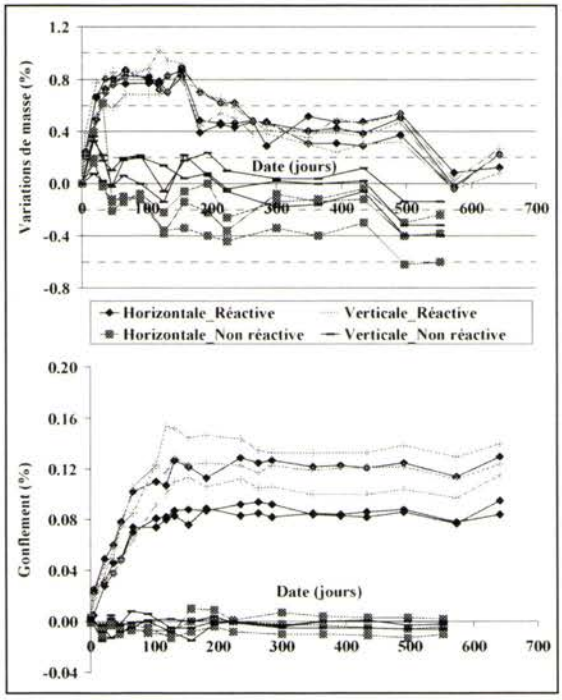


Figure An. 16 : Essai d'expansion résiduelle à 100 % de HR et 38°C des éprouvettes conservées sous aluminium avant carottage

L'évolution des déformations est "chahutée" mais cohérente, avec des éprouvettes de béton réactif présentant des gonflements importants : de l'ordre de 0,1 % pour la direction horizontale et de 0,12 % dans la direction verticale à 600 jours, et des éprouvettes de béton non réactif présentant plutôt un retrait dans les deux directions.

1.1.2 - Eprouvettes en eau

La Figure An. 17 présente les résultats des essais d'expansion résiduelle à 100 % de HR et 38°C des éprouvettes conservées en eau à 38°C pendant 70 jours après leur cure dans les directions verticale et horizontale pour les bétons réactifs et témoins.
Les éprouvettes de béton réactif présentent des gonflements de l'ordre de 0,05 % dans la direction horizontale et de 0,07 % dans la direction verticale, 600 jours après leur exposition en salle à atmosphère saturée, les éprouvettes de béton non réactif présentant plutôt un retrait dans les deux directions.
Une forte prise de masse est observée pour l'ensemble des carottes réactives, ce qui est surprenant puisque les éprouvettes qui ont fourni ces carottes étaient dans l'eau depuis 70 jours au moment du carottage. Cet artefact est caractéristique des problèmes de prise de poids et de l'importance de la procédure avant le point 0. Ces éprouvettes ont en effet été sorties de l'eau pour être carottées (carottage à l'eau), par la suite, elles sont restées dans un sac plastique pendant une semaine, le temps d'être équipées de plots pour la mesure Pfender. Leur histoire hydrique est alors très dépendante du climat extérieur, de la présence ou non de chauffage sur le lieu de stockage, ce qui peut expliquer un séchage partiel des éprouvettes comme ici, ou une prise d'eau, même pour des éprouvettes qui ont été dans l'eau auparavant.

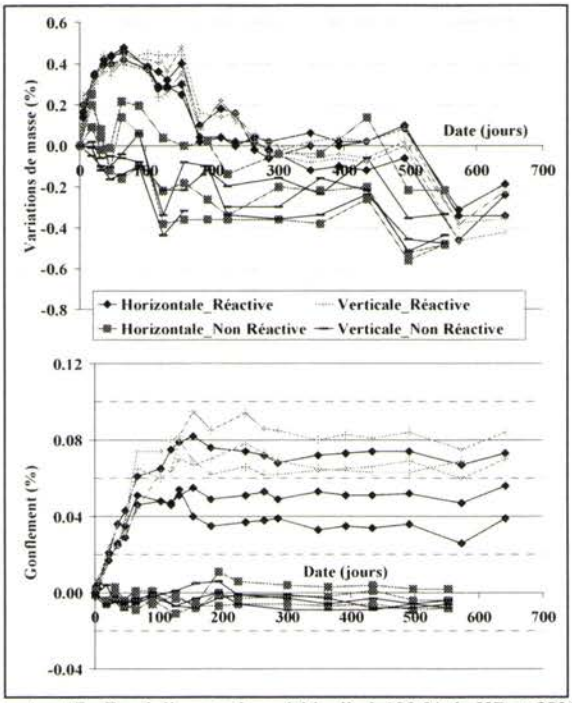


Figure An. 17 : Essai d'expansion résiduelle à 100 % de HR et 38°C des éprouvettes conservées en eau avant carottage

1.1.3 - Eprouvettes à 100 % d'humidité relative

La Figure An. 18 présente les essais d'expansion résiduelle à 100 % de HR et 38°C des éprouvettes conservées à 100 % de HR à 38°C pendant 70 jours après leur cure dans les directions verticale et horizontale pour les bétons réactifs et témoins.
Les éprouvettes de béton réactif présentent des gonflements asymptotiques de l'ordre de 0,07 % dans la direction horizontale et de 0,09 % dans la direction verticale. Les éprouvettes de béton non réactif présentent plutôt des déformations de retrait.

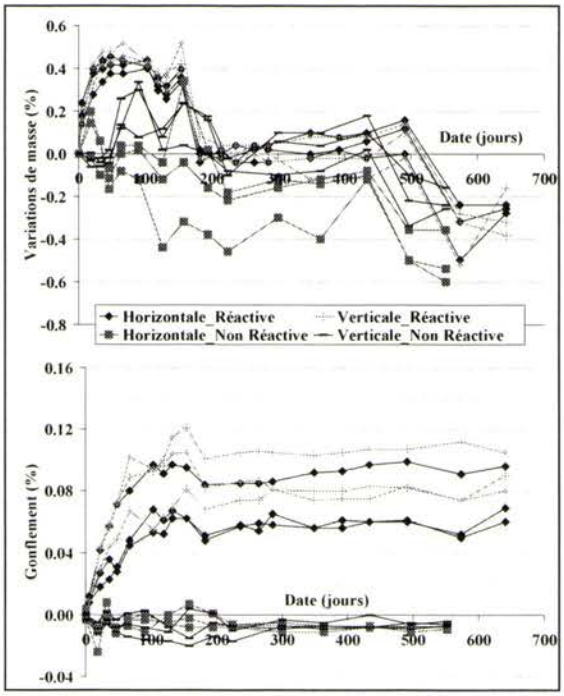


Figure An. 18 : Essai d'expansion résiduelle à 100 % de HR et 38°C des éprouvettes conservées à 100 % de HR à 38°C pendant 70 jours après leur cure (28 jours sous aluminium à 20°C)

1.2 - Carottage 183 jours après le coulage

La même analyse a été menée sur les carottes obtenues 183 jours après le coulage. Cependant, pour les conservations en eau et en atmosphère saturée, les courbes sont peu continues et une étude approfondie de l'évolution particulière de chacune des génératrices montre un caractère très instable de la déformation de celles-ci, bien plus que pour les carottes issues des éprouvettes initialement sous aluminium. Ce comportement est bien sûr à rapprocher des problèmes expérimentaux avec des conditions d'humidité instables et les problèmes de rouille des pastilles qui rend impossible une analyse fine.

1.2.1 - Eprouvettes sous aluminium

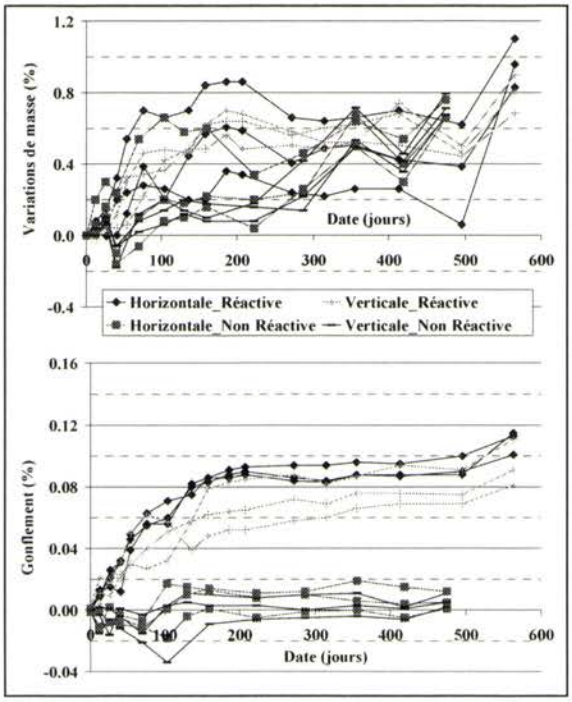


Figure An. 19 : Essai d'expansion résiduelle à 100 % de HR et 38°C des éprouvettes conservées sous aluminium avant carottage à 183 jours après le coulage

Les éprouvettes de béton réactif présentent des gonflements : à 500 jours, le gonflement horizontal est de l'ordre de 0,09 % et le gonflement vertical de 0,08 %. Les éprouvettes de béton non réactif présentent un léger gonflement d'origine hydrique dans les deux directions.

1.2.2 - Eprouvettes en eau

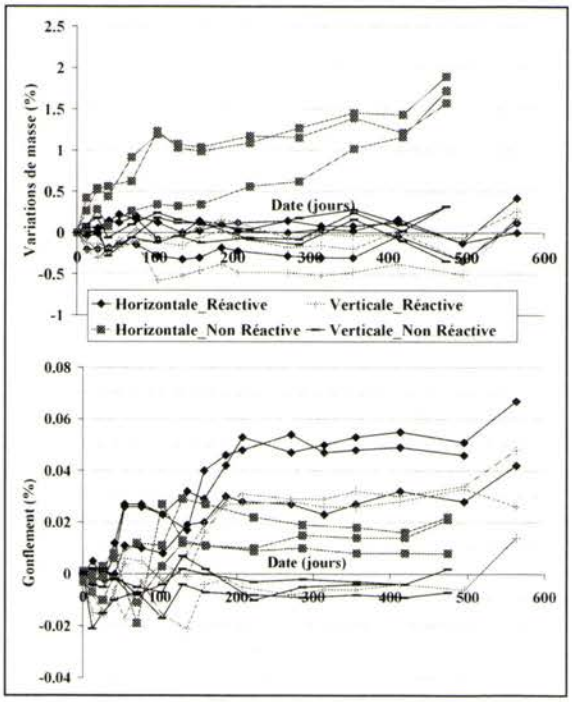


Figure An. 20 : Essai d'expansion résiduelle à 100 % de HR et 38°C des éprouvettes conservées en eau avant carottage à 183 jours après le coulage

Le gonflement horizontal asymptotique moyen est de l'ordre de 0,04 % et le gonflement vertical de 0,02 %. Les éprouvettes de béton non réactif présentent un gonflement d'origine hydrique faible.

Ce graphique montre l'hétérogénéité importante des gonflements dans les deux directions, avec à chaque fois, une carotte qui gonfle moins ou pas du tout par rapport aux deux autres.

1.2.3 - Eprouvettes à 100 % d'humidité relative

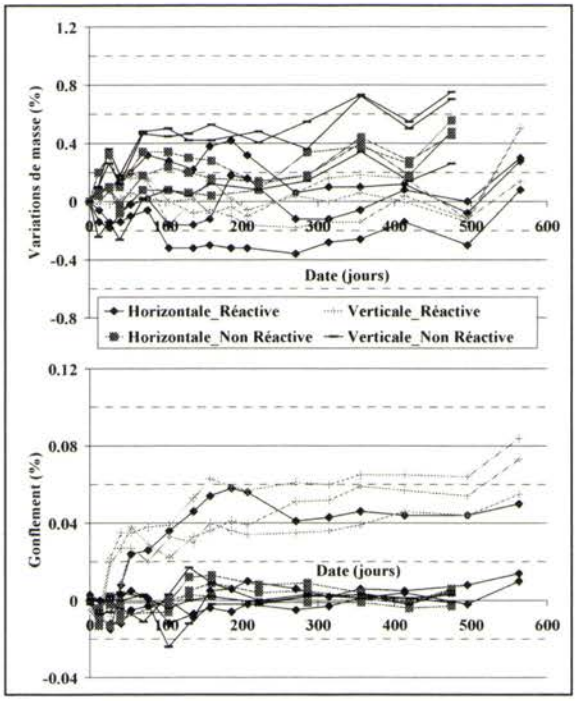


Figure An. 21 : Essai d'expansion résiduelle à 100 % de HR et 38°C des éprouvettes conservées à 100 % de HR avant carottage à 183 jours après le coulage

Les éprouvettes de béton réactif présentent des gonflements asymptotiques de l'ordre de 0,018 % dans la direction horizontale et de 0,054 % dans la direction verticale. Les éprouvettes de béton non réactif présentant un retrait faible.
Une hétérogénéité importante dans la direction horizontale est de nouveau observée, deux carottes ne montrant aucune déformation, au contraire de la troisième qui montre un léger gonflement.

2 - Mesures de porosité à l'eau

Afin de compléter la connaissance des bétons et fournir les données nécessaires aux modélisations des transports hydriques, les porosités à l'eau des bétons provenant d'échantillons des poutres P2 et P3 (prélevés après deux ans d'exposition à la suite de l'essai de rupture en flexion) ont été déterminées à deux niveaux : dans la partie supérieure des poutres (entre 0 et 0,10 m de profondeur) et dans la partie basse (entre 0,40 et 0,50 m de profondeur).
Dans chaque cas, la détermination de la porosité accessible à l'eau et de la masse volumique apparente a été effectuée sur trois morceaux cassés au marteau.

	P2						P3					
Profondeur (m)	0,00 - 0,10			0,40 - 0,50			0,00 - 0,10			0,40 - 0,50		
Masse volumique (kg.m^{-3})	2170	2230	2230	2290	2250	2250	2240	2250	2250	2300	2330	2310
		2210			**2260**			**2250**			**2310**	
Porosité (%)	18,79	16,73	17,04	14,42	15,29	15,98	16,87	16,37	15,87	13,93	13,9	13,92
		17,5			**15,2**			**16,4**			**13,9**	

Tableau An. 12 : Masses volumiques apparentes et porosités des bétons des poutres P2 et P3

Les porosités mesurées sur les deux poutres sont du même ordre. Elles sont légèrement supérieures pour la poutre P2, ce qui peut être expliqué par une micro fissuration interne (du fait du développement de l'alcali-réaction) mais également par des différences au moment de la mise en œuvre (temps de vibration, talochages différents). Par ailleurs, dans les deux cas, la porosité en partie haute est supérieure à celle en partie basse, ce qui peut s'expliquer par une ségrégation du béton à la mise en œuvre.

3 - Analyses chimiques du béton réactif

Afin de vérifier et de caractériser l'avancement de l'alcali-réaction dans le béton réactif étudié, des essais de fluorescence et des observations au Microscope Electronique à Balayage (MEB) ont été réalisés au LCPC sur des éprouvettes rompues à 90 jours, 180 jours, 1 an et 2 ans, conservées en eau et sous aluminium à 38°C. Pour chaque type d'éprouvette, l'état du béton est décrit, cependant ces méthodes dites semi-quantitatives ne sont pas capables de quantifier l'état d'avancement de la réaction *[Martineau & al, 1996], [Larive, 1998]*.

3.1 - Essais de fluorescence (acétate d'uranyle)

La méthode utilisée est "la fluorescence des produits d'alcali-réaction imprégnés d'une solution d'acétate d'uranyle et éclairés par une lumière ultraviolette de longueur d'onde 254 nm" *[Technique et méthodes des LPC, 1993]*. Cette méthode a été réalisée sur des demi-éprouvettes 11x22 coulées spécialement dans le but d'être analysées, ou issues d'un essai de fendage. Elles ont toutes subi 28 jours de cure à 20°C sous aluminium et toutes les dates sont données à partir du coulage.

3.1.1 - Conservation en eau et sous aluminium à 38°C pendant 62 jours

Les Figure An. 22 et Figure An. 23 présentent deux demi éprouvettes, l'une conservée sous aluminium et l'autre en eau à 38°C pendant 62 jours (90 jours moins 28 jours de cure), exposées à une lumière UV après traitement à l'acétate d'Uranyle.

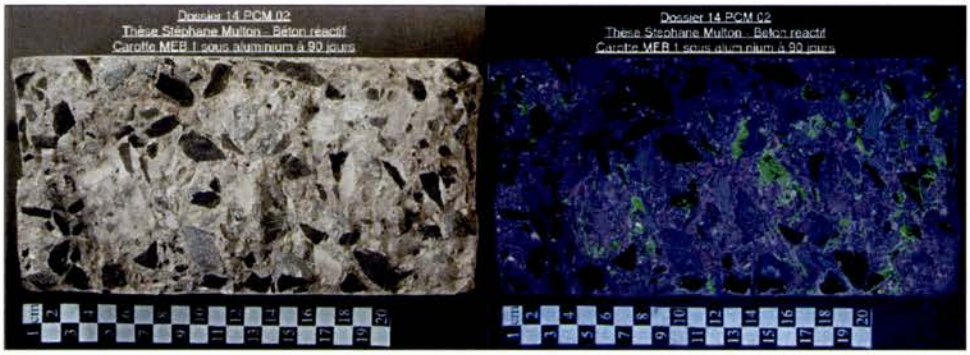


Figure An. 22 : Carottes de béton réactif ayant été exposées à une atmosphère à 38°C sous aluminium pendant 62 jours après cure, en lumière naturelle et sous lumière UV

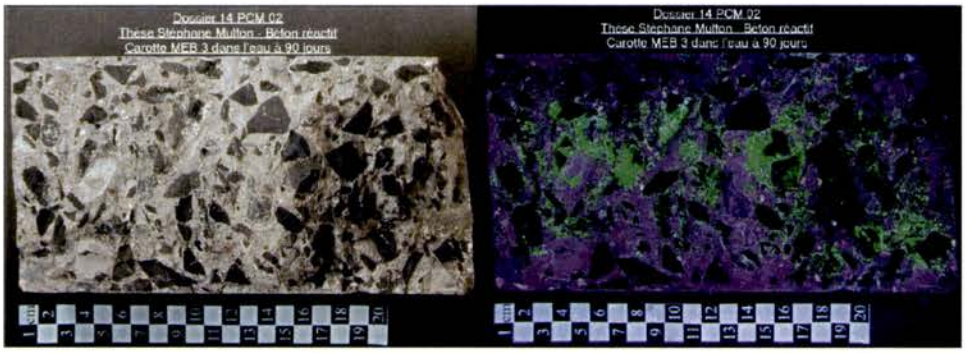


Figure An. 23 : Carottes de béton réactif ayant été exposées à une atmosphère à 38°C en eau pendant 62 jours après cure, en lumière naturelle et sous lumière UV

Les zones de développement de la réaction (présence de gels) apparaissent en vert (taches claires sur le cliché représentant l'image sous UV).
Ces essais sont conformes aux mesures de déformations : à 62 jours sous aluminium, l'alcali-réaction commence à peine à se développer, alors qu'en eau, elle semble déjà plus avancée.

3.1.2 - Conservation en eau et sous aluminium à 38°C pendant 180 jours

Les photographies suivantes présentent les mêmes résultats pour des éprouvettes conservées dans les mêmes conditions pendant 152 jours.

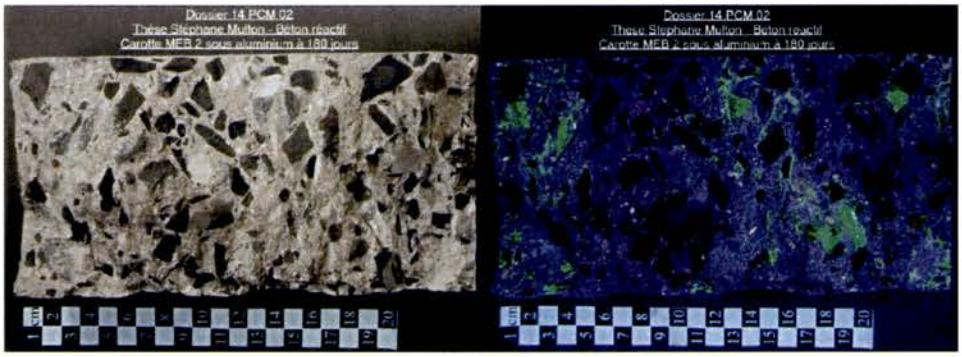


Figure An. 24 : Carottes de béton réactif ayant été exposées à une atmosphère à 38°C sous aluminium pendant 152 jours après cure, en lumière naturelle et sous lumière UV

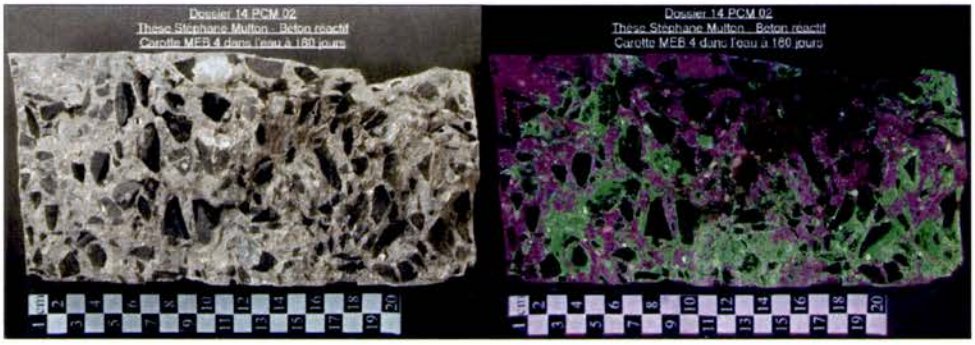


Figure An. 25 : Carottes de béton réactif ayant été exposées à une atmosphère à 38°C en eau pendant 152 jours après cure, en lumière naturelle et sous lumière UV

Même s'il faut insister sur le fait que ces observations ne permettent pas de quantification de l'avancement de la réaction, ces photos confirment les résultats attendus. Pour l'éprouvette sous aluminium, la réaction a évolué par rapport à l'échéance précédente mais elle est encore loin de concerner tous les granulats (Figure An. 24), ce qui s'accorde avec les mesures de déformations sur éprouvettes (152 jours après exposition, les éprouvettes sous aluminium ont atteint à peine la moitié de leur gonflement final).

Au contraire l'éprouvette dans l'eau montre une alcali-réaction visiblement très avancée puisque plus de deux tiers des granulats semblent touchés par la réaction (Figure An. 25).

3.1.3 - Conservation sous aluminium à 38°C pendant 1 an

Les photographies suivantes présentent les résultats pour des éprouvettes conservées sous aluminium et testées en traction par fendage 1 an après leur coulage.

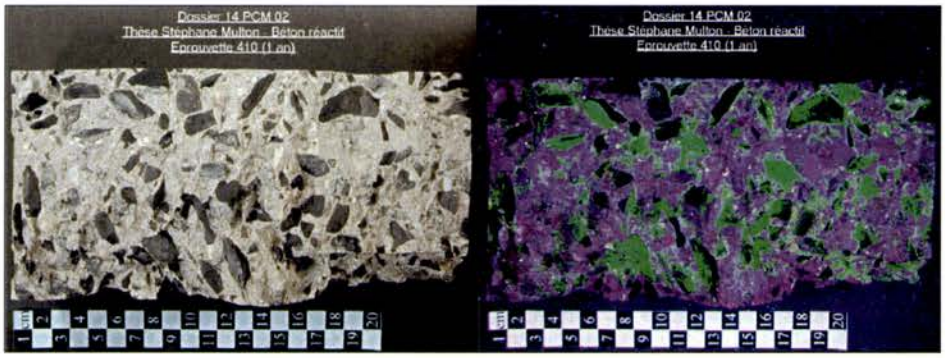


Figure An. 26 : Carottes de béton réactif ayant été exposées à une atmosphère à 38°C sous aluminium pendant 1 an, en lumière naturelle et sous lumière UV

Par rapport à la Figure An. 24, il est indéniable que l'alcali-réaction a encore avancé, la totalité de la carotte est à présent concernée par la réaction (Figure An. 26).

3.1.4 - Conservation en eau et sous aluminium à 38°C pendant 2 ans

Les analyses à 2 ans illustrent parfaitement les problèmes de représentativité de cet essai (Figure An. 27 et Figure An. 28)

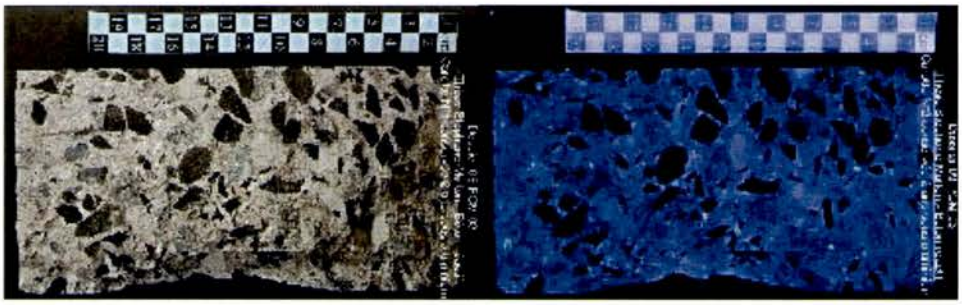


Figure An. 27 : Carottes de béton réactif ayant été exposées à une atmosphère à 38°C sous aluminium pendant 2 ans, en lumière naturelle et sous lumière UV

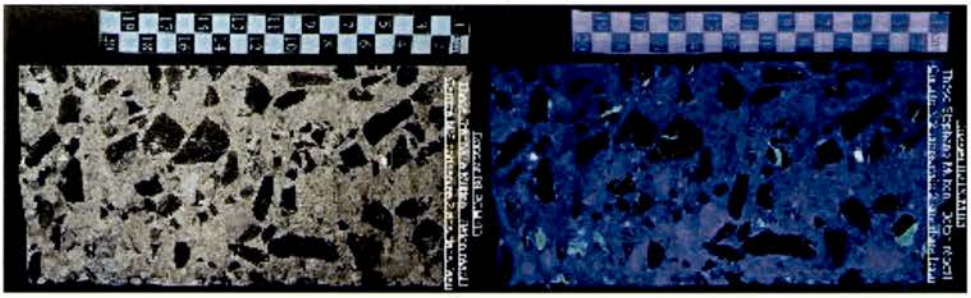


Figure An. 28 : Carottes de béton réactif ayant été exposées à une atmosphère à 38°C en eau pendant 2 ans, en lumière naturelle et sous lumière UV

En effet, les déformations sur ces éprouvettes conservées sous aluminium et en eau pendant deux ans ont été mesurées durant toute l'expérimentation. Ainsi, si l'éprouvette immergée est une des éprouvettes conservées en eau qui a le moins gonflé (avec un gonflement asymptotique atteignant tout de même 0,15 %), l'éprouvette conservée

sous aluminium est une des éprouvettes qui a le plus gonflé dans cet environnement avec un gonflement asymptotique de l'ordre de 0,13 %. Il est donc vraiment étonnant de constater que ce test ne repère pas plus de produits de réaction. Cependant, la localisation des gels produits par la réaction a un rôle important dans le gonflement final mesuré. En effet, le gel a d'autant plus d'effet gonflant qu'il se forme dans des zones peu poreuses. Ainsi, il est impossible de corréler les quantités de gels observés et les gonflements mesurés, ce qui est cohérent avec les conclusions de *[Martineau et al., 1996]* qui recommande de ne pas utiliser cet essai pour évaluer les gonflements déjà produits.

3.2 - Microscope Electronique à Balayage (MEB)

Les examens au MEB ont été effectués au LCPC sur des cassures fraîches de béton extraites au marteau. Les préparations sont métallisées au carbone et les observations sont réalisées à l'aide du microscope PHILIPS XL 30 équipé d'une microsonde EDAX DX 4i pour l'analyse en sélection d'énergie du spectre X émis (la tension d'accélération des électrons est de 25 keV pour l'imagerie et 15 keV pour la microanalyse). La texture du matériau est observée en utilisant la technique des électrons secondaires qui donne une information topographique. Enfin, les cassures fraîches sont obtenues par fracture afin de préserver l'apparence et l'agencement des minéraux constitutifs du matériau.

Il est difficile de faire une différence entre les éprouvettes des différentes échéances (62 et 152 jours et 11 et 23 mois après l'exposition en salle) et des deux conservations (sous aluminium et en eau). Elles présentent toutes un début d'alcali-réaction et il est donc possible de trouver des traces de gels produits par la réaction dans toutes les éprouvettes.

La Figure An. 29 montre un gel grenu, caractéristique de l'alcali-réaction, observé dans l'éprouvette conservée 62 jours sous aluminium :

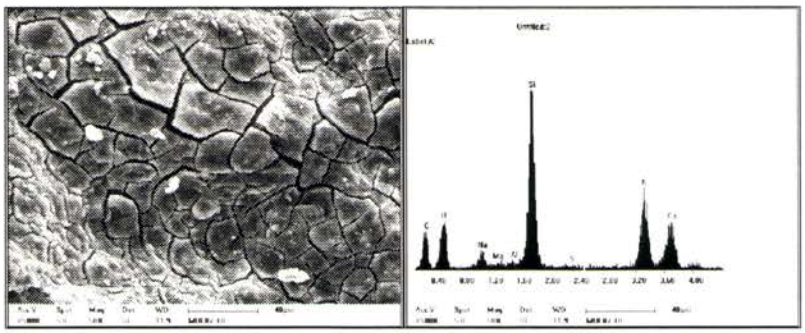


Figure An. 29 : Gel grenu issu de la réaction alcali-silice dans l'éprouvette conservée sous aluminium et exposée à 38°C pendant 62 jours

Le même type de gel est observé dans l'éprouvette conservée en eau pendant la même durée (Figure An. 30), ainsi que des microcristaux en rosette tout aussi typique.

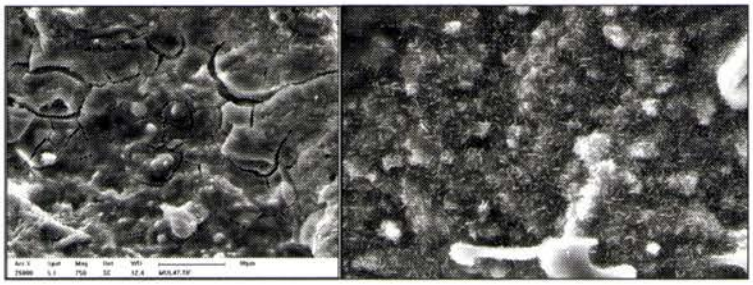


Figure An. 30 : Gel en phase de formation et microcristaux en rosettes situés à la surface d'un gel d'alcali-réaction, dans l'éprouvette conservée en eau et exposée à 38°C pendant 62 jours

Du gel mamelonné a pu être noté dans l'éprouvette conservée 152 jours sous aluminium (Figure An. 31), ainsi que dans celle conservée pendant la même durée en eau (Figure An. 32).

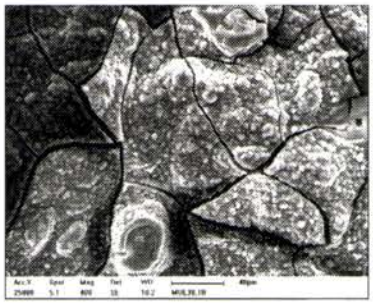


Figure An. 31 : Faciès d'un gel mamelonné issu de la réaction alcali-silice dans l'éprouvette conservée sous aluminium et exposée à 38°C pendant 152 jours

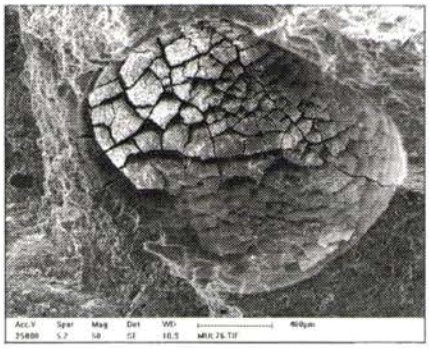


Figure An. 32 : Empreinte recouverte de gel dans l'éprouvette conservée en eau et exposée à 38°C pendant 152 jours

L'éprouvette conservée sous aluminium pendant 11 mois montre également le même type de gel ainsi que des microcristaux en rosette :

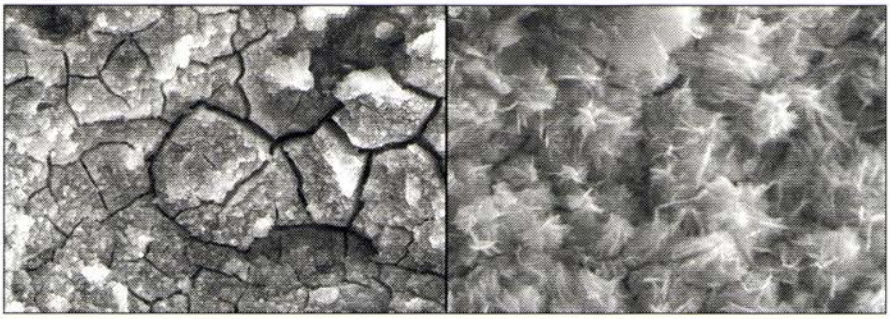


Figure An. 33 : Gel mamelonné et craquelé, et faciès en rosette d'un produit d'alcali-réaction dans l'éprouvette conservée sous aluminium et exposée à 38°C pendant 11 mois

Enfin, l'éprouvette conservée en eau pendant 2 ans présente également des microcristaux en rosette :

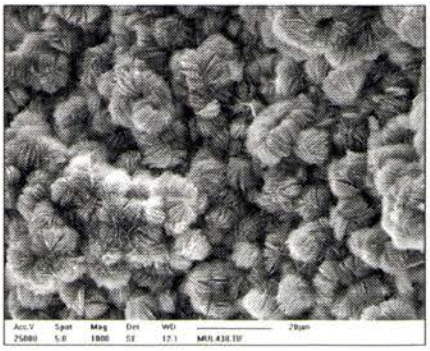


Figure An. 34 : Champ de rosettes en surface d'un granulat dans l'éprouvette conservée en eau et exposée à 38°C pendant 2 ans

Ces essais ne nous permettent pas de conclure à une évolution de la texture des gels au cours de l'étude.

Annexe 9

Suivi de la fissuration des poutres

Les pages suivantes présentent la fissuration des différentes faces des poutres. Son repérage pendant toute la durée de l'expérimentation a été difficile à effectuer. En effet, la face inférieure étant immergée, le repérage ne pouvait être effectué qu'au moment des pesages (phase pendant laquelle les poutres sont levées). Cependant, pendant ces phases, le repérage était rendu difficile par manque de recul. Concernant les faces latérales, elles étaient recouvertes sur 0,43 m par de l'aluminium autocollant, le relevé était donc impossible dans cette zone. Enfin, la face supérieure était observable facilement pendant la période de séchage. Mais pendant la phase de remouillage, elle était recouverte d'eau, et le relevé n'a donc pu être effectué qu'au moment des pesages (la face supérieure étant séchée pour la mesure). Finalement, les observations pendant les expérimentations ont permis de noter les dates d'apparition de la fissuration visible et de repérer les fissures les plus ouvertes. Le repérage complet n'a pu être effectué que juste avant l'essai de flexion à rupture.

1 - Fissuration pendant la phase de séchage

La fissuration repérée pendant la phase de séchage a été notée en rouge sur toutes les faces des poutres.

1.1 - Fissuration de la zone inférieure

Pendant la phase de séchage, les faces inférieures de toutes les poutres réactives se sont fissurées en partie inférieure.

Pour la **poutre réactive non armée sous dosée en alcalins** (P1), cette fissuration a été repérée en trois étapes :

- Fissuration transversale au niveau des arêtes de la face inférieure après seulement 28 jours d'exposition en salle,
- Fissuration transversale de la surface inférieure après 130 jours,
- Fissuration "finale" de type faïençage présentée ci-après, repérée 240 jours après l'exposition.

Ainsi, la majorité de la fissuration de la face inférieure est apparue pendant la première période. En outre, la fissuration notée en noir sur le faciès présenté, est celle repérée après sortie de la poutre. Il s'agit de fissures non repérées pendant l'expérimentation mais sans doute apparues dans la même période.

Pour la **poutre réactive non armée dosée normalement en alcalins** (P2), la fissuration s'est déroulée en deux phases :

- Fissuration fine principalement transversale notée à 158 jours,
- Fissuration "finale" de type faïençage, caractéristique de l'alcali-réaction, après 190 jours d'exposition.

Pour la **poutre réactive faiblement armée** (P4), la fissuration complète a été notée 90 jours après l'exposition. L'orientation des fissures est fortement influencée par la

présence des armatures, avec des fissures longitudinales particulièrement continues et quelques fissures transversales. Cependant, entre 2 m et 2,50 m, la fissuration apparaît plus anarchique et proche de la fissuration en faïençage.
Pour la **poutre réactive fortement armée** (P5), une fissuration importante a été notée 220 jours après l'exposition de la poutre en salle. Cette date tardive peut s'expliquer par la profondeur importante des armatures dans la poutre (enrobage de 65 mm). Cette fissuration est principalement longitudinale, avec quelques fissures transversales.
La fissuration de la partie inférieure des faces latérales a été suivie simultanément. Elle est cohérente avec la fissuration de la face inférieure, P1 et P2 présentant une fissuration principalement transversale, alors qu'elle est plutôt longitudinale pour P4 et P5.
Les deux poutres témoins non réactives P3 et P6 n'ont pas présenté de fissures visibles.

1.2 - Fissuration de la face supérieure soumise au séchage

Pendant cette même période, les faces supérieures des poutres P2, P4 et P5 se sont également fissurées de manière importante.
Une unique fissure fine et peu profonde a été notée sur la poutre P1. Elle a été repérée six mois après l'entrée en salle de la poutre.
La poutre P2 présente une fissuration plus importante, composée de trois fissures transversales, observées 190 jours après l'exposition dans la salle.
Les poutres P4 et P5 présentent le même type de fissuration transversale. Ces fissures sont d'autant plus nombreuses que la poutre est armée.
Pour P4, les fissures sont apparues entre 220 et 340 jours. Elles ont un espacement compris entre 0,30 m et 0,50 m. Leurs ouvertures ont été mesurées et évaluées à 200 µm à la fin de la phase de séchage.
Pour P5, les fissures ont été repérées après 200 jours d'exposition. Leur espacement est de l'ordre de 0,20 m, et donc de l'espacement des cadres d'efforts tranchant. Leurs ouvertures étaient comprises entre 100 µm et 150 µm à la fin de la phase de séchage.

Enfin, notons que malgré le gradient d'humidité important, aucune fissuration visible n'est apparue sur les poutres non réactives.

2 - Fissuration pendant la phase de remouillage

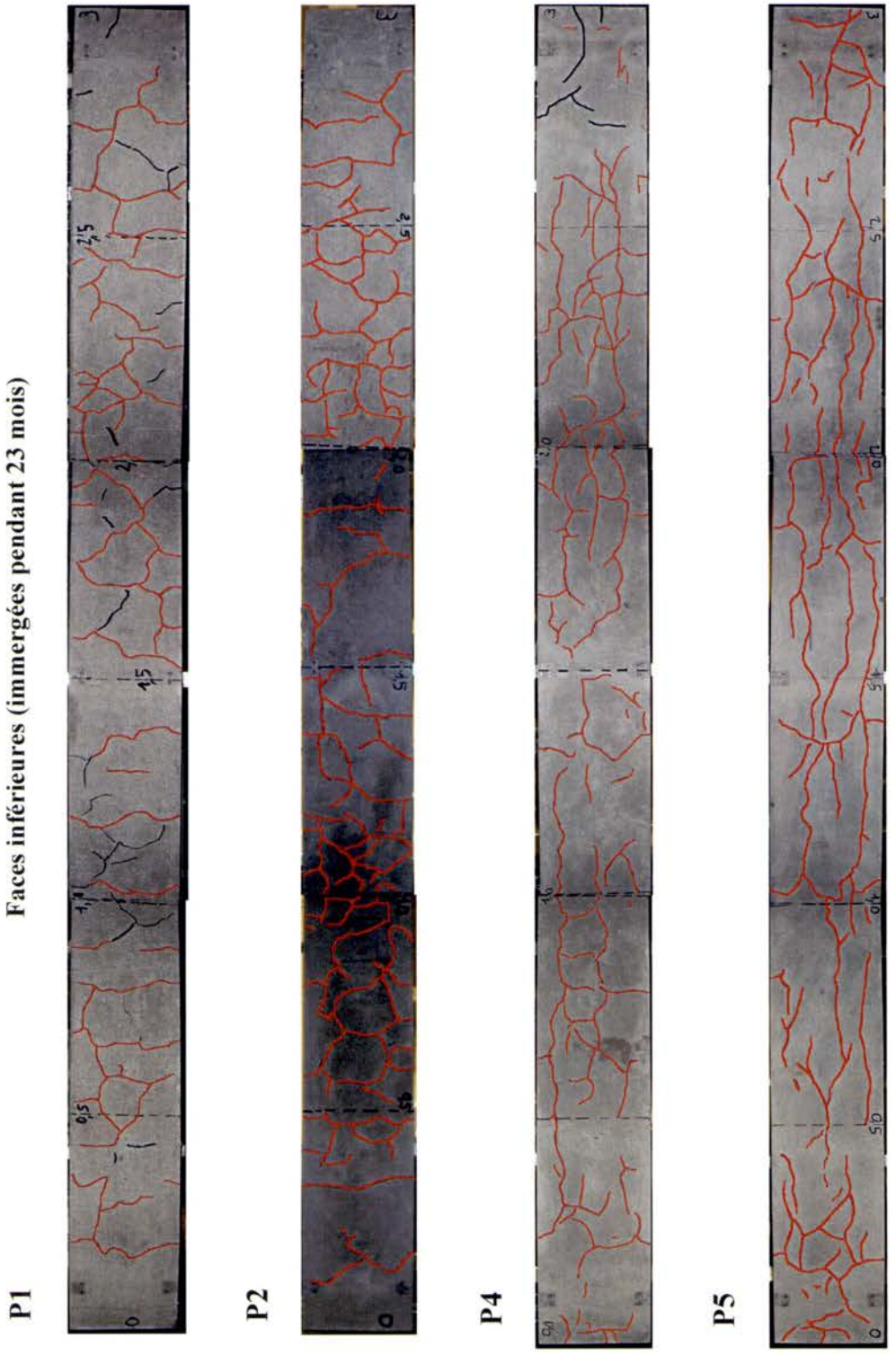
Pendant cette phase, la fissuration de la face inférieure immergée semble ne plus évoluer. En revanche, une fissuration importante a été notée très rapidement sur la face supérieure remise en eau.
Pour cette face, l'évolution de la fissuration a été plus facile à suivre. Le code de couleurs utilisé est le suivant : les premières fissures apparues sont en noir, suivies des fissures vertes et des bleues. Les fissures jaunes sur la poutre P2 sont celles qui n'ont pas été repérées pendant l'expérimentation mais à la sortie de la poutre. Cependant, les couleurs utilisées sur P4 et P5 n'ont pas tenu à l'immersion. Ainsi, toutes les fissures ont dû être repérées de nouveau à la sortie de la poutre. Une seule couleur a donc été utilisée.

Pour la **poutre réactive non armée sous dosée en alcalins** (P1), la fissuration de la face supérieure a été repérée entre 50 jours et 100 jours après la remise en eau. La fissuration est fortement longitudinale.
Pour la **poutre réactive non armée dosée normalement en alcalins** (P2), la fissuration a été notée entre 20 et 60 jours après la remise en eau. Elle a le même faciès que la poutre P1, avec des fissures principalement longitudinales.
Pour les **poutres réactives faiblement et fortement armées** (P4 et P5), les évolutions de la fissuration n'ont pu être conservées. Les fissurations de ces poutres sont plus anarchiques que celles des poutres non armées. Cependant, une fissuration longitudinale plus ouverte (ouverture de l'ordre de 150 µm à 200 µm) est également présente sur ces poutres. La fissuration de P4 est apparue après 80 jours de remouillage et celle de P5, environ 110 jours après la remise en eau.

Notons également que les surfaces latérales recouvertes par l'aluminium étanche présentent également des fissures, qui sont extrêmement fines. Enfin, de nombreuses exsudations de gels d'alcali-réaction ont été repérées sur ces surfaces recouvertes d'aluminium pendant toute l'expérimentation (Figure An. 35).



Figure An. 35 : Exsudations de gels d'alcali-réaction sur la face latérale d'une poutre recouverte d'aluminium pendant toute l'expérimentation


Faces inférieures (immergées pendant 23 mois)
P1
P2
P4
P5

P1

Faces supérieures soumises au séchage pendant 14 mois puis au remouillage pendant 9 mois



P2



P4

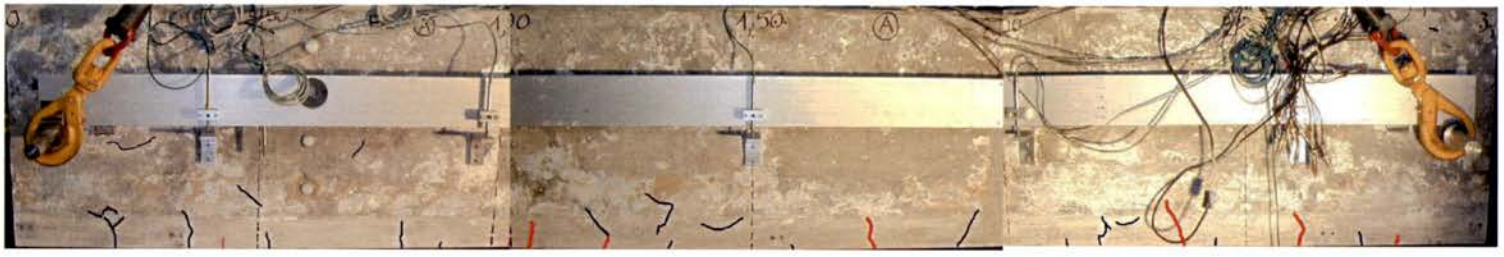


P5



Faces latérales recouvertes d'aluminium sur les 430 mm supérieurs et immergées sur les 70 mm inférieurs

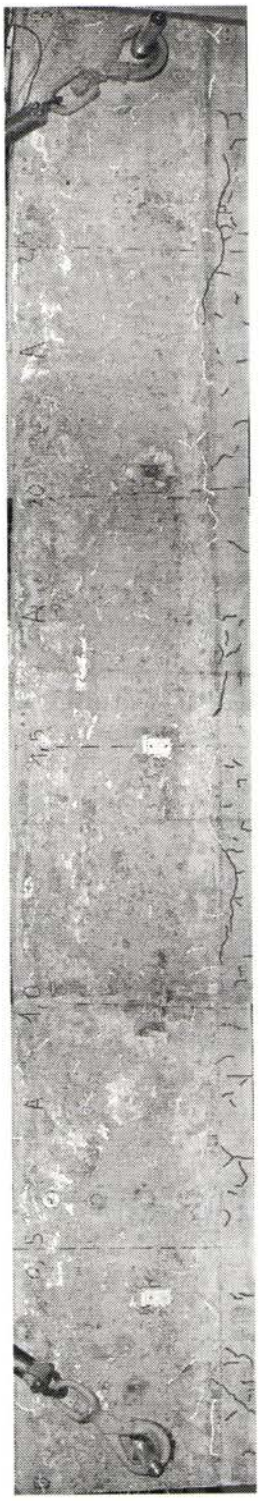
P1



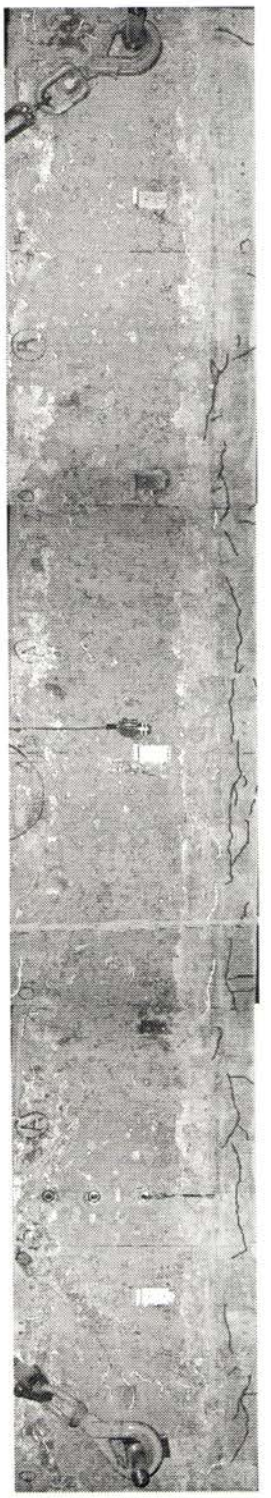
P2



P4

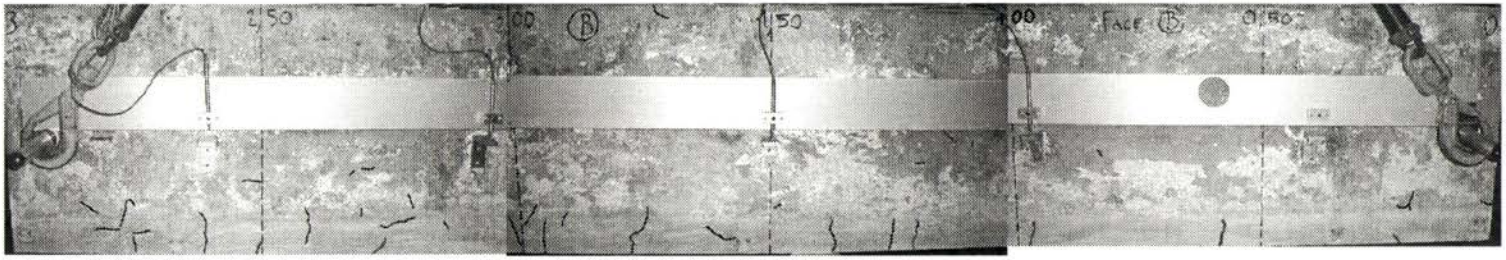


P5

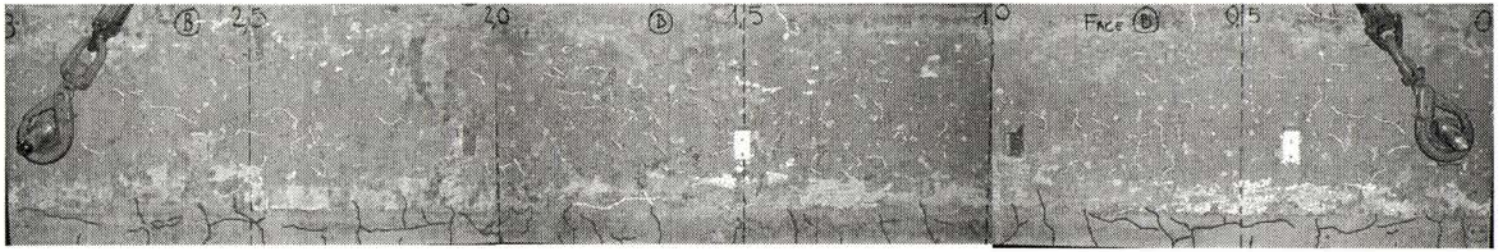


Faces latérales recouvertes d'aluminium sur les 430 mm supérieures et immergées sur les 70 mm inférieurs

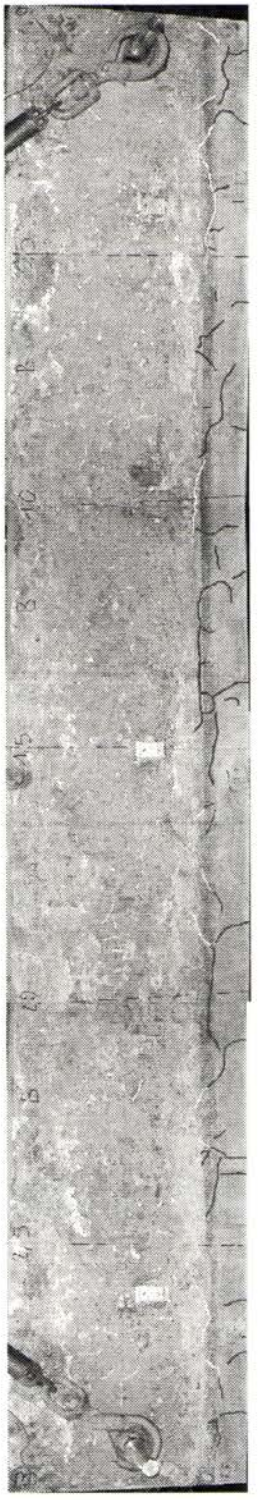
P1



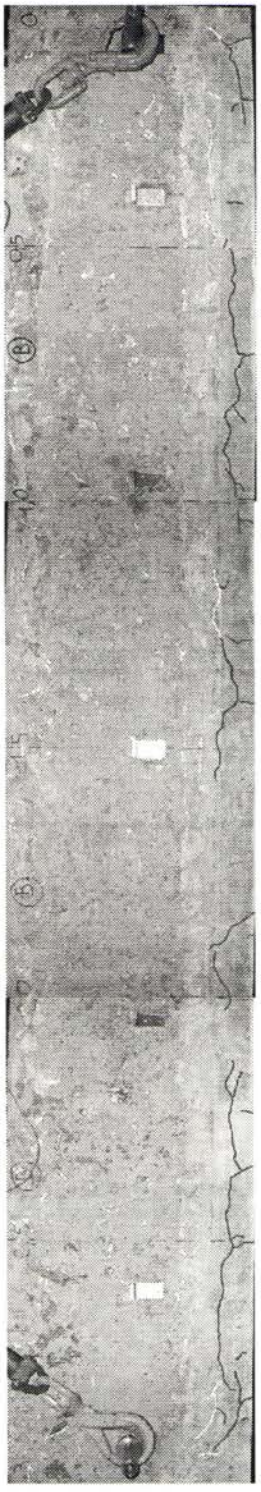
P2



P4



P5



Annexe 10

Comportement théorique des poutres armées

Dans les Chapitres 3 et 4 de la Partie II, nous avons déterminé le comportement des poutres à partir du système découlant de l'équilibre du torseur des efforts intérieurs. Dans le cas des poutres armées, ce système s'écrit :

$$\begin{cases} \varepsilon'_0\left(\frac{h^2}{2}+\frac{n}{b}(dA+d'A')\right)+\varepsilon_0\left(h+\frac{n}{b}(A+A')\right)=\int_0^h \varepsilon_{imp}(z).dz = I_N \\ \varepsilon'_0\left(\frac{h^3}{3}+\frac{n}{b}(d^2A+d'^2A')\right)+\varepsilon_0\left(\frac{h^2}{2}+\frac{n}{b}(dA+d'A')\right)=\int_0^h \varepsilon_{imp}(z).z.dz = I_M \end{cases}$$

1 - Expression des intégrales des déformations imposées

Dans ce système, les intégrales I_N et I_M représentent l'intégration des déformations imposées, elles correspondent aux valeurs prenant en compte des déformations imposées de retrait entre la face de séchage et 0,08 m de profondeur et des expansions imposées correspondant aux mesures de déformations sur éprouvettes conservées sous aluminium entre 0,08 m et 0,12 m. En outre, ce système varie en fonction des hypothèses effectuées sur les déformations imposées.

1.1 - Hypothèse : déformations imposées ne tenant pas compte de la fissuration

Quelle que soit la profondeur considérée, les déformations imposées sont soit issues des mesures sur prismes, soit calculées en supposant un gonflement isotrope dans toute la poutre, le système peut alors s'écrire :

$$\begin{cases} I_N = \varepsilon_{cal}\left(0,07+D\sqrt{t}\right)+\varepsilon_{ séch}\left(h-0,07-D\sqrt{t}-0,12\right)+\varepsilon_{alu}(0,12-0,08)+\frac{0,08.\varepsilon_{ret}}{2} \\ I_M = \frac{\varepsilon_{cal}}{2}\left(h^2-\left(h-0,07-D\sqrt{t}\right)^2\right)+\frac{\varepsilon_{séch}}{2}\left(\left(h-0,07-D\sqrt{t}\right)^2-0,12^2\right)+\frac{\varepsilon_{alu}}{2}\left(0,12^2-0,08^2\right)+\frac{0,08^2.\varepsilon_{ret}}{6} \end{cases}$$

1.2 - Hypothèse : déformations imposées prises égales aux déformations mesurées sur prismes dans toute la zone fissurée

Pour cette hypothèse, on fait une distinction entre les déformations imposées dans la zone atteinte par la fissuration (prises égales aux mesures sur prismes) et les déformations en dehors de la zone fissurée, calculées dans l'hypothèse d'un gonflement isotrope. Le système devient

$$\begin{cases} I_N = \varepsilon_{cal}(h-h_f)+\varepsilon_{séch}\left(h_f-h+0,07+D\sqrt{t}\right)+\varepsilon_{séch}\left(h-0,07-D\sqrt{t}-0,12\right)+\varepsilon_{alu}(0,12-0,08)+\frac{0,08.\varepsilon_{ret}}{2} \\ I_M = \frac{\varepsilon_{cal}}{2}(h^2-h_f^2)+\frac{\varepsilon_{séch}}{2}\left(h_f^2-\left(h-0,07-D\sqrt{t}\right)^2\right)+\frac{\varepsilon_{séch}}{2}\left(\left(h-0,07-D\sqrt{t}\right)^2-0,12^2\right)+\frac{\varepsilon_{alu}}{2}(0,12^2-0,08^2)+\frac{0,08^2.\varepsilon_{ret}}{6} \end{cases}$$

1.3 - Hypothèse de report de gonflement dans la partie comprimée

Cette dernière hypothèse suppose soit un gonflement imposé issu des mesures sur prismes, soit un gonflement imposé calculé en considérant un gonflement isotrope dans la poutre, mais surtout en appliquant un coefficient réducteur aux déformations imposées comprimées. Les intégrales s'écrivent alors :

$$\begin{cases} I_N = \alpha.\varepsilon_{can}\left(0.07 + D\sqrt{t}\right) + \varepsilon_{\delta m=0}\left(h - 0.07 - D\sqrt{t} - 0.12\right) + \varepsilon_{alu}\left(0.12 - 0.08\right) + \dfrac{0.08.\varepsilon_{rct}}{2} \\ I_M = \dfrac{\alpha.\varepsilon_{can}}{2}\left(h^2 - \left(h - 0.07 - D\sqrt{t}\right)^2\right) + \dfrac{\varepsilon_{\delta m=0}}{2}\left(\left(h - 0.07 - D\sqrt{t}\right)^2 - 0.12^2\right) + \dfrac{\varepsilon_{alu}}{2}\left(0.12^2 - 0.08^2\right) + \dfrac{0.08^2.\varepsilon_{rct}}{6} \end{cases}$$

2 - Résolution du système

Le discriminant de ce système s'écrit :

$$\Delta = \left(\frac{h^2}{2} + \frac{n}{b}\left(dA + d'A'\right)\right)^2 - \left(h + \frac{n}{b}\left(A + A'\right)\right)\left(\frac{h^3}{3} + \frac{n}{b}\left(d^2A + d'^2A'\right)\right)$$

et les solutions du système :

$$\begin{cases} \varepsilon'_0 = -\dfrac{1}{\Delta}\left(\left(\dfrac{h^2}{2} + \dfrac{n}{b}\left(dA + d'A'\right)\right)I_N - \left(h + \dfrac{n}{b}\left(A + A'\right)\right)I_M\right) \\ \varepsilon_0 = -\dfrac{1}{\Delta}\left(\left(\dfrac{h^2}{2} + \dfrac{n}{b}\left(dA + d'A'\right)\right)I_M - \left(\dfrac{h^3}{3} + \dfrac{n}{b}\left(d^2A + d'^2A'\right)\right)I_N\right) \end{cases}$$

Annexe 11

Déformations verticales et transversales des poutres armées pendant la phase de remouillage

1 - Déformations verticales

1.1 - Poutres témoins

En ce qui concerne les deux poutres témoins P3 et P6, la remise en eau provoque la suppression quasi totale et immédiate des déformations de retrait à 0,08 m et 0,17 m de profondeur. Seule la déformation à 0,08 m de profondeur de la poutre témoin armée demeure légèrement négative, -0,003 %, ce qui est de l'ordre de l'incertitude.

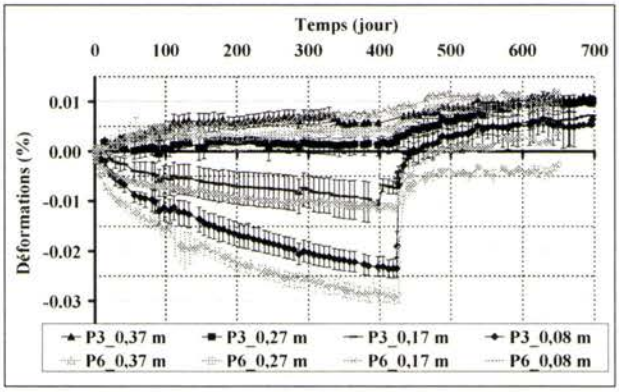


Figure An. 36 : Comparaison des déformations verticales des poutres témoins

1.2 - Poutres réactives

Comme il a été commenté dans le chapitre 5 de la partie II, les différences de déformations verticales entre les poutres armées et non armées ne sont guère modifiées par le remouillage, à l'exception des déformations à 0,08 m de profondeur.

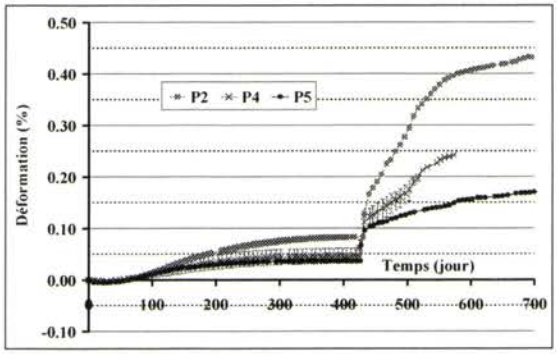


Figure An. 37 : Déformations verticales à 0,08 m de profondeur

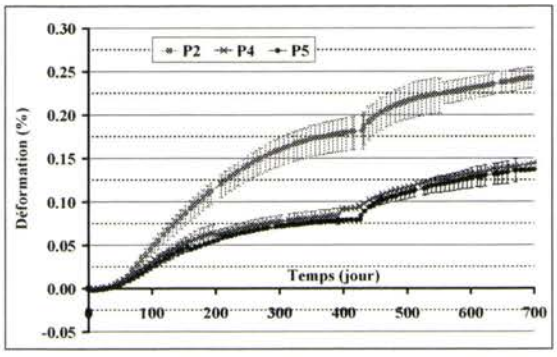


Figure An. 38 : Déformations verticales à 0,17 m de profondeur

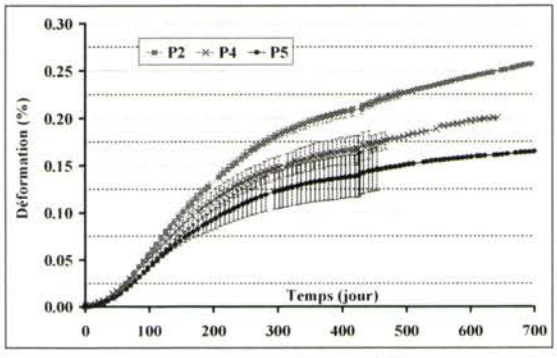


Figure An. 39 : Déformations verticales à 0,27 m de profondeur

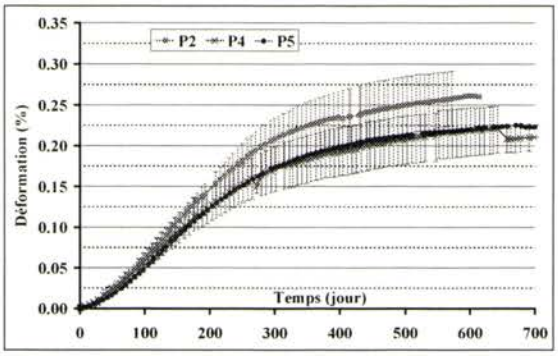


Figure An. 40 : Déformations verticales à 0,37 m de profondeur

2 - Déformations transversales

2.1 - Poutres témoins

Comme pour la direction précédente, la remise en eau provoque la suppression quasi totale et immédiate des déformations de retrait à toutes les profondeurs, à l'exception de celles mesurées sur la face supérieure, qui demeurent de l'ordre de 150 µm/m (Figure An. 41).

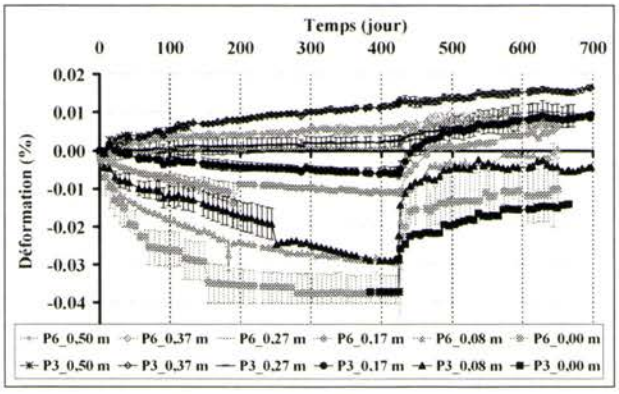


Figure An. 41 : Comparaison des déformations transversales des poutres témoins

2.2 - Poutres réactives

Dans cette direction, les différences entre poutres armées et poutres non armées ne sont pas modifiées par la remise en eau, à l'exception des mesures effectuées au niveau de la face supérieure qui sont commentées dans le Chapitre 5 de la partie II.

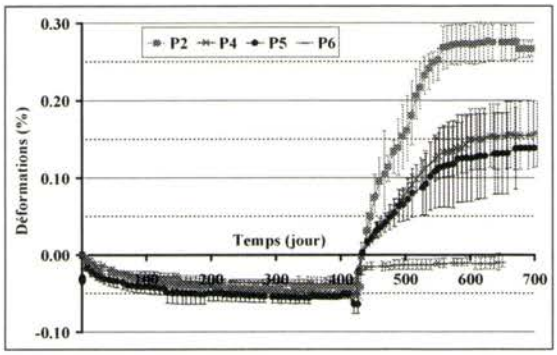


Figure An. 42 : Déformations transversales sur la face supérieure

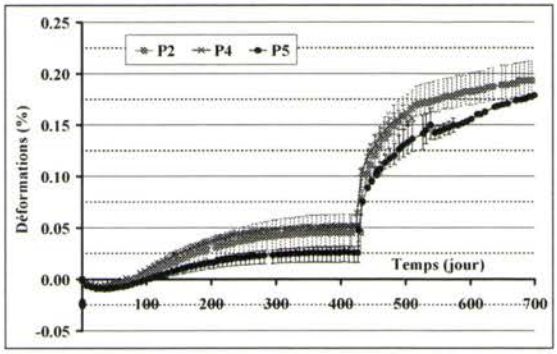


Figure An. 43 : Déformations transversales à 0,08 m de profondeur

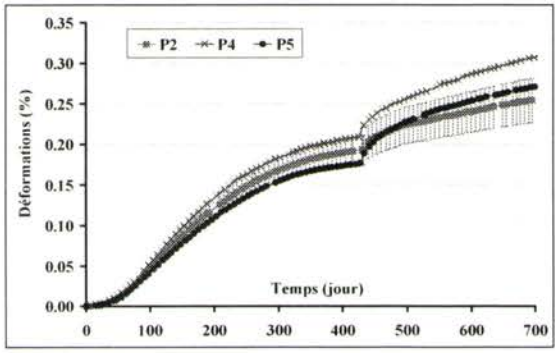


Figure An. 44 : Déformations transversales à 0,17 m de profondeur

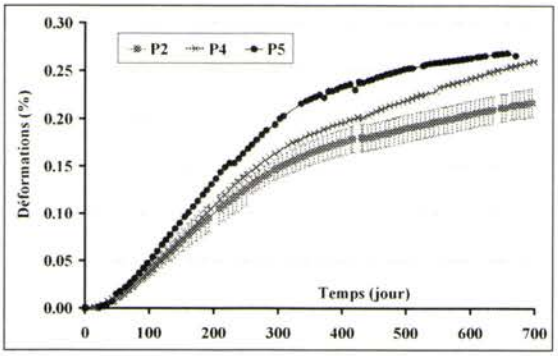


Figure An. 45 : Déformations transversales à 0,27 m de profondeur

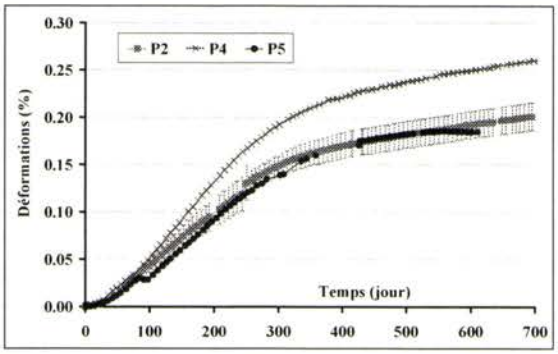


Figure An. 46 : Déformations transversales à 0,37 m de profondeur

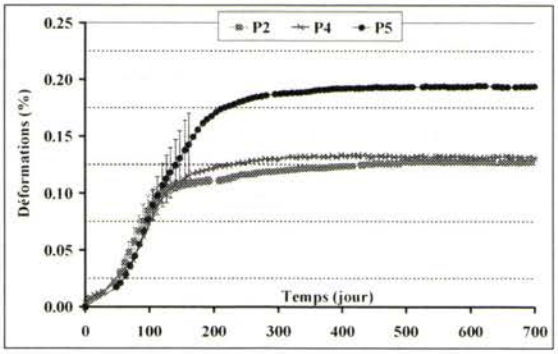


Figure An. 47 : Déformations transversales à 0,50 m de profondeur

Annexe 12

Analyses complémentaires relatives aux essais des poutres à rupture

1 - Comparaison des mesures des pesons

Afin de connaître précisément les efforts exercés sur les poutres, on compare l'effort exercé par le vérin de chargement à ceux enregistrés par les deux pesons placés sous les appuis des poutres. Les Figures An. 48 à 53 représentent la somme des mesures des deux pesons placés sous les appuis en fonction de la mesure du peson du vérin de chargement (toutes les valeurs étant prises égales à 0 au moment du démarrage de l'essai), et la différence relative de ces deux mesures en fonction de l'effort exercé par le vérin de chargement. Elles montrent la cohérence de ces deux mesures, avec des différences relatives toujours inférieures à 4 % jusqu'à l'atteinte de l'effort de rupture.

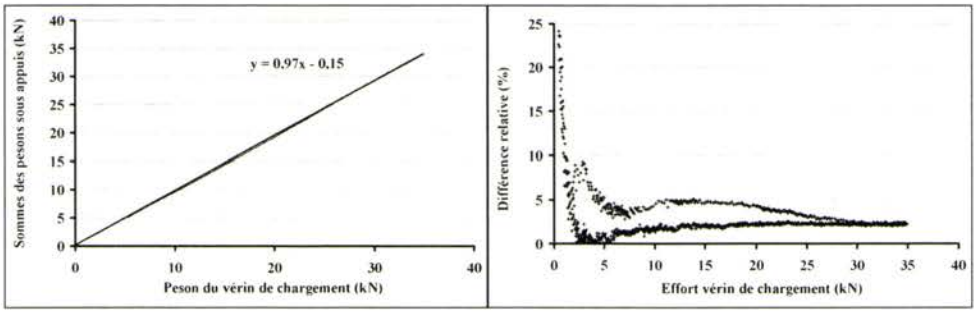


Figure An. 48 : Différence relative entre la mesure d'effort effectuée par le peson de chargement et par les pesons des appuis de la poutre P1

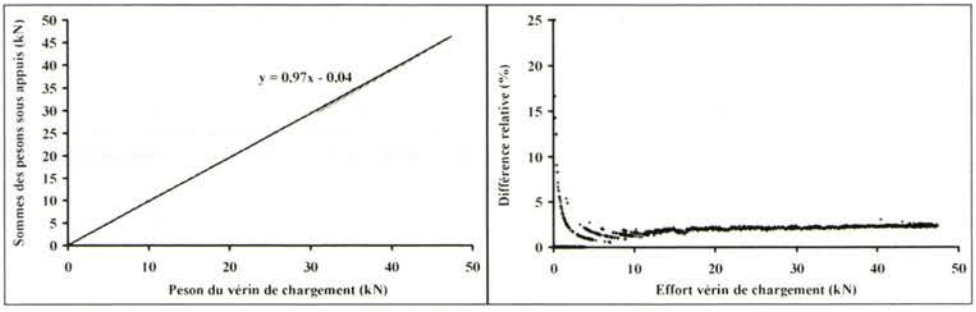


Figure An. 49 : Différence relative entre la mesure d'effort effectuée par le peson de chargement et par les pesons des appuis de la poutre P2

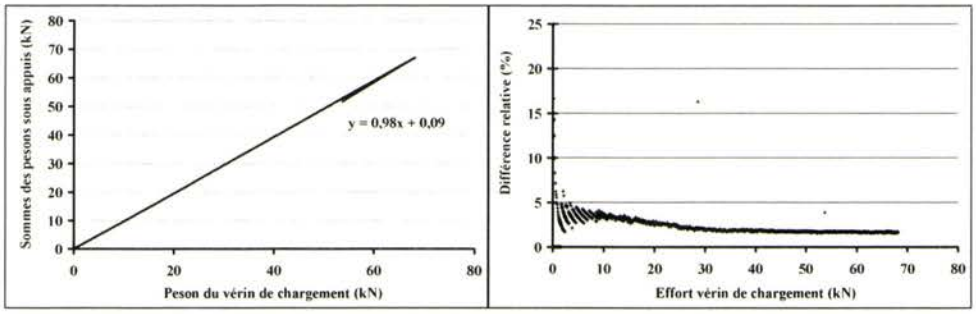


Figure An. 50 : Différence relative entre la mesure d'effort effectuée par le peson de chargement et par les pesons des appuis de la poutre P3

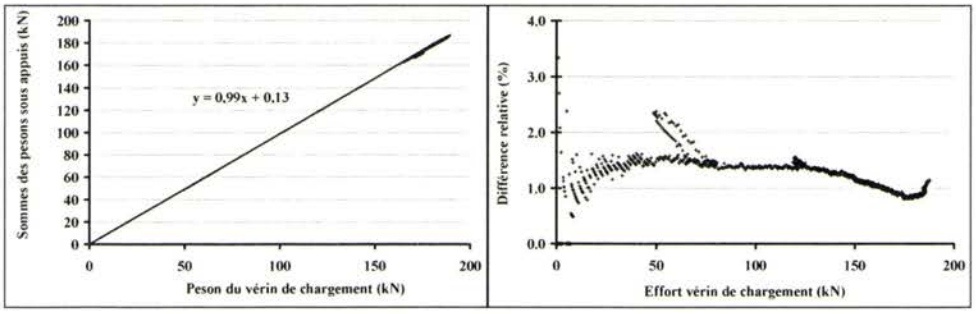


Figure An. 51 : Différence relative entre la mesure d'effort effectuée par le peson de chargement et par les pesons des appuis de la poutre P4

Pour les poutres P5 et P6, la différence relative augmente brutalement au moment de la rupture et demeure élevée (de l'ordre de 10 %). Pendant la phase suivant la rupture, les mesures des pesons sous appuis se décalent par rapport à la droite qui décrit la phase de chargement (Figure An. 52). Ces écarts restent limités et peuvent s'expliquer par un glissement des plaques d'appuis collées sur le béton des poutres sur les rouleaux.

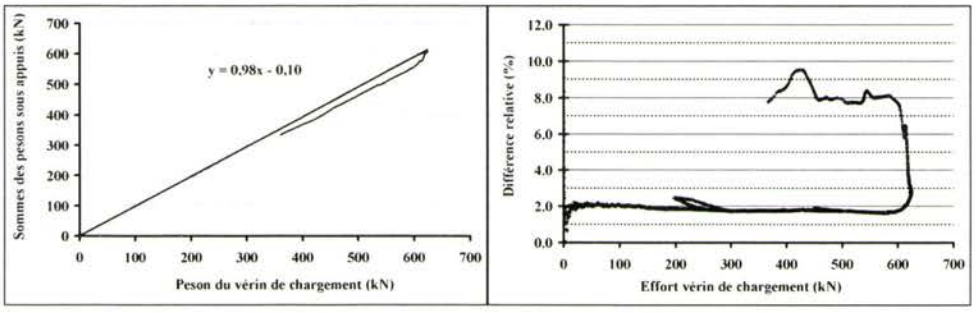


Figure An. 52 : Différence relative entre la mesure d'effort effectuée par le peson de chargement et par les pesons des appuis de la poutre P5

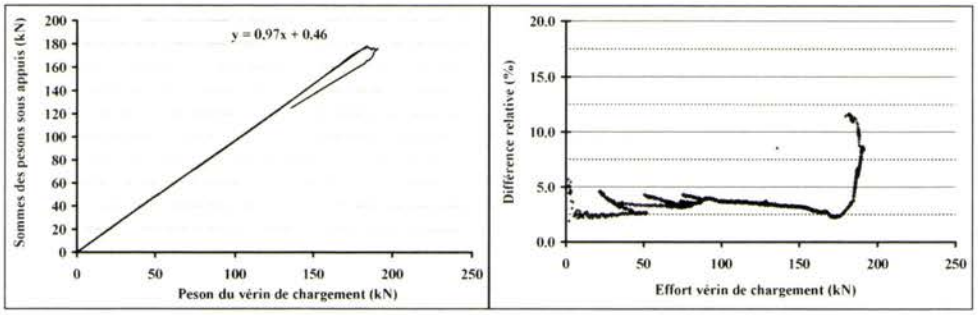


Figure An. 53 : Différence relative entre la mesure d'effort effectuée par le peson de chargement et par les pesons des appuis de la poutre P6

2 - Comparaison des mesures de flèches à mi-portée

La mesure de flèche à mi-portée des poutres est effectuée par les capteurs fixés sur la règle d'aluminium ayant été utilisée pendant toute l'expérimentation, ainsi que par un capteur fixé à la dalle d'essai. Leur comparaison permet d'évaluer la présence de tassements d'appuis éventuels. Ils sont assez modérés pour les poutres P1 et P2 (Figure An. 54 et Figure An. 55), et nettement plus importants pour la poutre P3 (Figure An. 56). Ces observations, qui laissent supposer un tassement important aux appuis nous ont conduits à utiliser pour toute l'analyse la moyenne des deux capteurs fixés à la règle d'aluminium pour les trois poutres non armées.

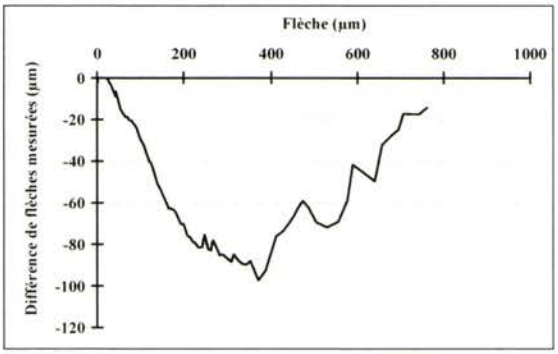


Figure An. 54 : Comparaison de la flèche mesurée par rapport à la dalle d'essai et par rapport aux règles d'aluminium posées sur les barres d'acier servant d'appuis pendant l'exposition en salle climatisée pour la poutre P1

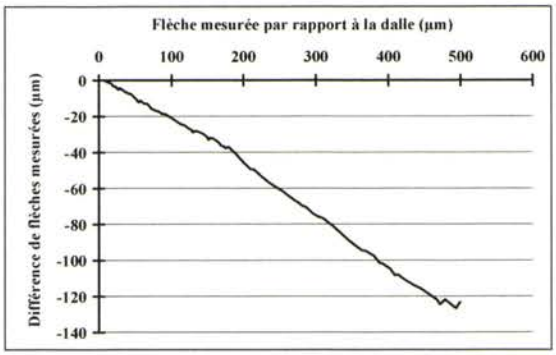


Figure An. 55 : Comparaison de la flèche mesurée par rapport à la dalle d'essai et par rapport aux règles d'aluminium posées sur les barres d'acier servant d'appuis pendant l'exposition en salle climatisée pour la poutre P2

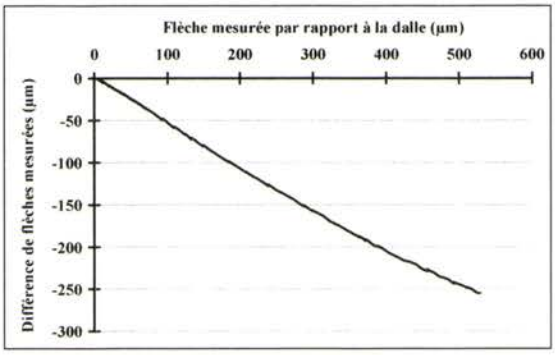


Figure An. 56 : Comparaison de la flèche mesurée par rapport à la dalle d'essai et par rapport aux règles d'aluminium posées sur les barres d'acier servant d'appuis pendant l'exposition en salle climatisée pour la poutre P3

Pour les poutres armées, la course des capteurs fixés sur la règle d'aluminium n'était que de 10 mm et n'était donc pas assez importante pour enregistrer les flèches des poutres pendant tout l'essai (supérieures à 50 mm). La comparaison des mesures a pu être effectuée sur les 10 premiers millimètres de flèche (Figure An. 57 et Figure An. 58). Elle montre que la différence entre les deux flèches mesurées se stabilise assez rapidement autour de 800 µm pour P4 et de 700 µm pour P5. Ces figures montrent ainsi que, pour les deux poutres réactives, les tassements peuvent être comparés à des "rattrapages de jeux" de l'équipement (principalement provoqués par l'écrasement de la colle utilisée pour fixer les appuis), et se stabilisent finalement avant d'atteindre 10 mm de flèche. Par conséquent, pour toute l'analyse, nous avons d'abord utilisé les mesures effectuées par les capteurs de déplacement fixés sur la règle. Puis, une fois leur course dépassée, nous avons utilisé la mesure par rapport à la dalle, recalée sur la mesure des capteurs précédents au moment de la jonction.

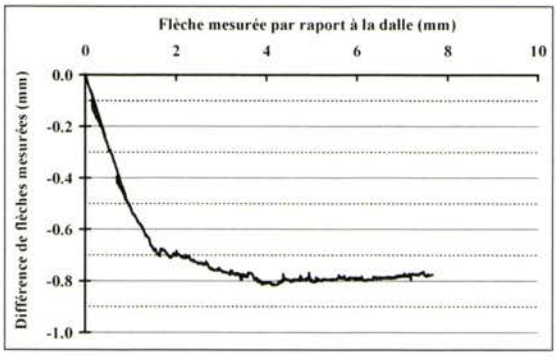


Figure An. 57 : Comparaison de la flèche mesurée par rapport à la dalle d'essai et par rapport aux règles d'aluminium posées sur les barres d'acier servant d'appuis pendant l'exposition en salle climatisée pour la poutre P4

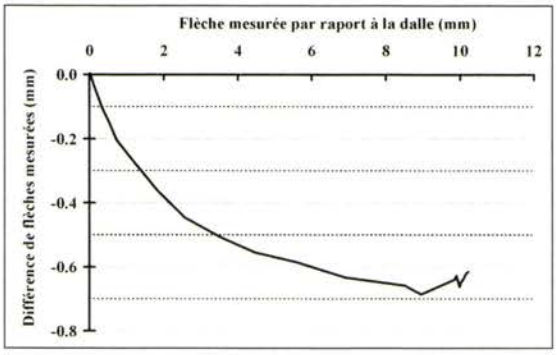


Figure An. 58 : Comparaison de la flèche mesurée par rapport à la dalle d'essai et par rapport aux règles d'aluminium posées sur les barres d'acier servant d'appuis pendant l'exposition en salle climatisée pour la poutre P5

En revanche, le comportement de la poutre P6 est différent. En effet, si on assiste comme pour P4 à une différence importante des deux flèches dans une première période, cette différence ne se stabilise jamais (Figure An. 59). Ce phénomène s'explique probablement par la fissuration d'origine mécanique de la partie inférieure de cette poutre. Cette fissuration qui est apparue brutalement à environ 50 kN s'est développée exactement à mi-portée. Ainsi, elle est remontée très vite jusqu'aux cibles, solidaires du béton des poutres, sur lesquelles palpent les capteurs fixés sur les règles d'aluminium (Figure An. 62). En outre, elle s'est également développée au droit de la mesure de flèche mesurée par rapport à la dalle (Figure An. 60). Par conséquent, ces deux mesures sont difficilement exploitables. Nous avons donc procédé comme pour les poutres réactives, en sachant que l'incertitude sur cette mesure était plus importante que dans le cas des deux autres poutres.

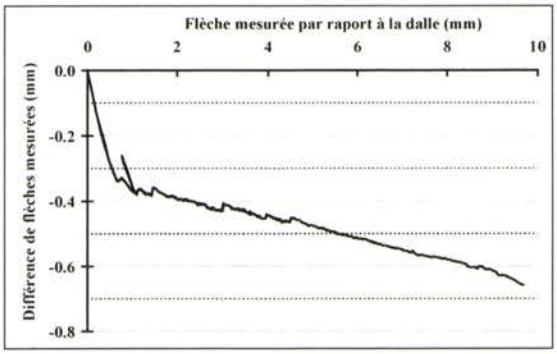


Figure An. 59 : Comparaison de la flèche mesurée par rapport à la dalle d'essai et par rapport aux règles d'aluminium posées sur les barres d'acier servant d'appuis pendant l'exposition en salle climatisée pour la poutre P6

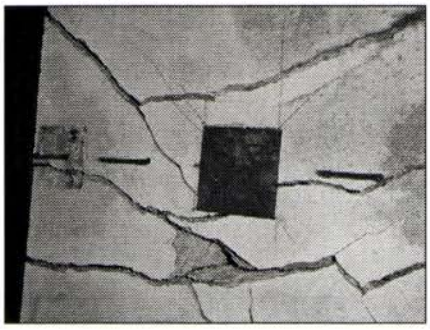


Figure An. 60 : Cible du capteur de déplacement fixé sur la dalle d'essai

3 - Modes de rupture des poutres

3.1 - Poutres faiblement armées P4 et P6

Les photos prises pendant les essais de rupture permettent d'illustrer le comportement des trois poutres armées.

Au niveau du faciès général de rupture des poutres faiblement armées, peu de différences sont constatées, à l'exception de l'emplacement de la fissuration sur ces deux poutres : sous les appuis du chevêtre d'application des efforts pour P4 (Figure An. 61) et à mi-portée pour P6 (Figure An. 62).



Figure An. 61 : Fissuration de la zone de moment constant de la poutre réactive P4

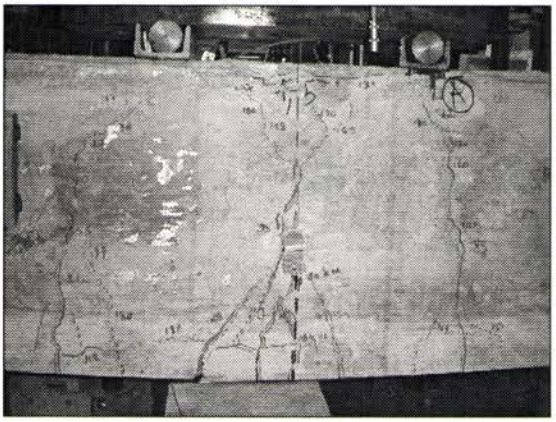


Figure An. 62 : Fissuration de la zone de moment constant de la poutre réactive P6

Dans les deux cas, ces figures montrent que l'adhérence entre le béton et les aciers conduit à un pas de fissuration comparable au niveau de la fibre inférieure (Figure An. 63 et Figure An. 64). Cette fissuration est influencée par la fissuration existante dans le cas de la poutre réactive, et monte moins haut dans la poutre.

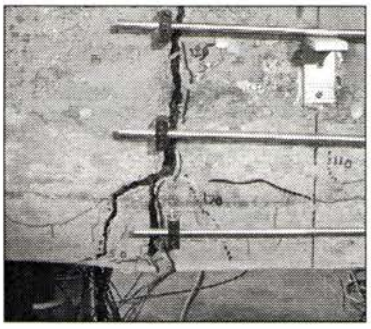


Figure An. 63 : Fissuration en fibre inférieure de la poutre P4

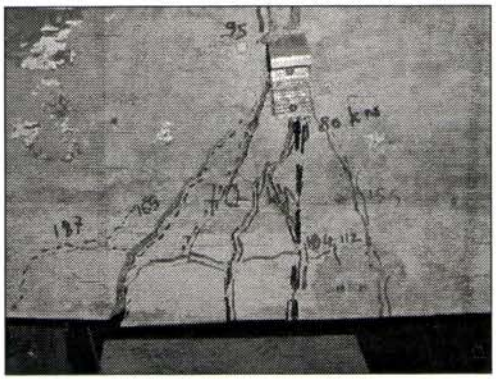


Figure An. 64 : Fissuration en fibre inférieure de la poutre P6

Pour ces deux poutres, le Pivot A est suivi par le dépassement du Pivot B (Figure An. 65 et Figure An. 66).

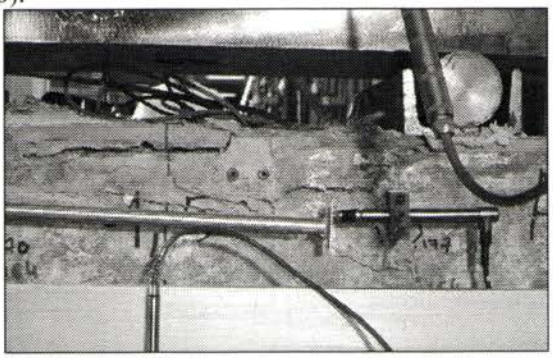


Figure An. 65 : Ruine en compression de la fibre supérieure de la poutre P4

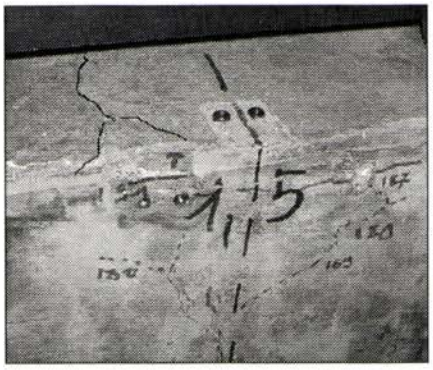


Figure An. 66 : Ruine en compression de la fibre supérieure de la poutre P6

Pour les deux poutres, les premières fissurations diagonales d'effort tranchant ont été observées entre 150 kN et 180 kN (Figure An. 67 et Figure An. 68)

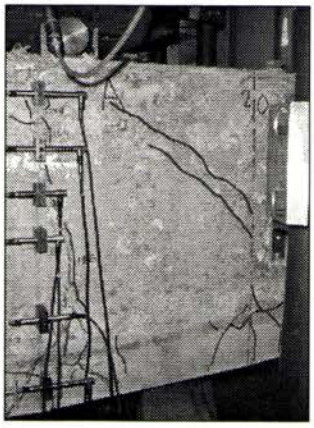


Figure An. 67 : Fissuration d'effort tranchant de la poutre P4

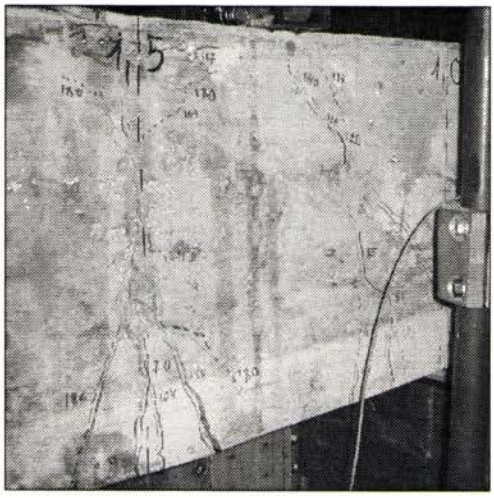


Figure An. 68 : Fissuration d'effort tranchant de la poutre P6

3.2 - Poutre réactive fortement armée P5

Pour la poutre P5, la Figure An. 69 montre l'état de fissuration de la poutre au cours de l'essai. La fibre inférieure est déjà fortement fissurée, et le Pivot B dépassé.

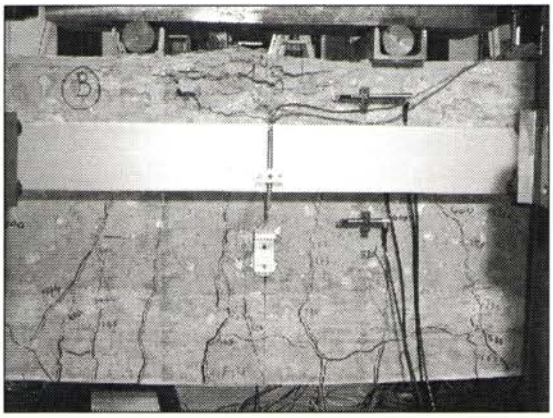


Figure An. 69 : Fissuration de la zone de moment constant de la poutre réactive P5

Le nombre de fissures au niveau de la fibre inférieure est important. Ces fissures sont relativement serrées, avec des espacements de l'ordre du décimètre.
Comme pour la poutre faiblement armée, des fissurations diagonales d'effort tranchant se sont développées à partir de 300 kN (Figure An. 70).

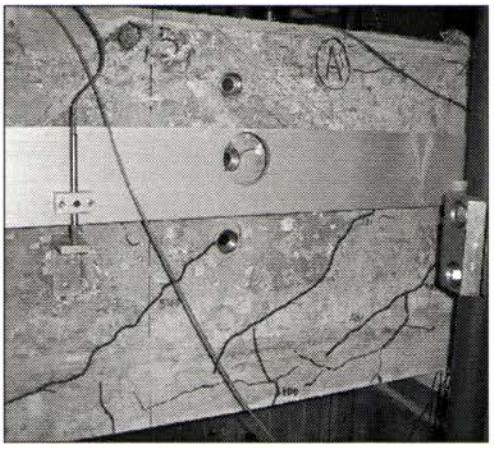


Figure An. 70 : Fissuration d'effort tranchant de la poutre P5

Les contraintes de cisaillement ont conduit, au-delà de l'épuisement du béton comprimé en flexion (Pivot B), au dépassement de la résistance en compression dans une bielle de béton, provoquant un éclatement de la surface de la poutre, ce qui a conduit à la ruine finale de la poutre (Figure An. 71).

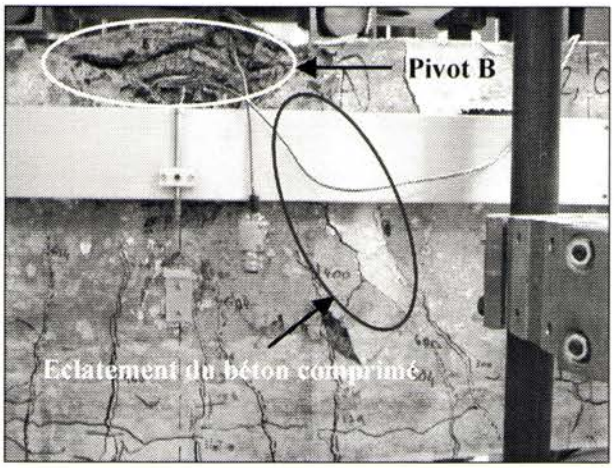


Figure An. 71 : Ruine d'une bielle de béton par compression pour la poutre P5

Document publié par le LCPC sous le N° J1050379
Dépôt légal 4e trimestre 2004
ISBN 2-7208-0379-0
Impression Reprotechnique



Stéphane Multon

Évaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles

Une recherche expérimentale ambitieuse a été réalisée par le LCPC, en partenariat avec EDF, afin de calibrer et valider les méthodes de réévaluation des structures en béton atteintes d'alcali-réaction. Elle a notamment conduit à caractériser l'effet d'apports d'eau différentiels et d'états complexes de contraintes appliquées sur le développement des gonflements dus à cette réaction, sur des éléments de structures représentatives, en identifiant simultanément de façon complète les données locales et conditions aux limites nécessaires à l'interprétation et à la simulation des mesures. La banque de données ainsi constituée apporte de nombreux enseignements directement utiles à l'expertise d'ouvrages dégradés, concernant par exemple la méthodologie d'interprétation des essais d'expansion résiduelle, le caractère cumulatif des gonflements d'alcali-réaction dus à des apports d'eau successifs, la validité d'un re-calcul basé sur la résistance des matériaux avec déformations d'alcali-réaction imposées, etc.

An important experimental research was carried out at LCPC, with EDF as a partner, in order to calibrate and validate re-assessment methods for concrete structures damaged by alkali-aggregate reaction. The program has especially quantified the effects of differential water supply and of complex applied stress states on expansions induced by this reaction, on representative structural elements, and identified simultaneously all local input data and boundary conditions necessary for the analysis and simulation of obtained measures and results. The data bank thus constituted provides numerous conclusions useful for the expertise of damaged structures, concerning for example the way to use information from residual expansion tests, the cumulative nature of alkali-aggregate reaction-induced expansions in case of successive water supply, the validity of Strength of Materials re-assessment computations using chemical imposed strains, etc.

Réf : OA46
30 € HT

N° 9915173
pour les sites
de Paris et de Nantes